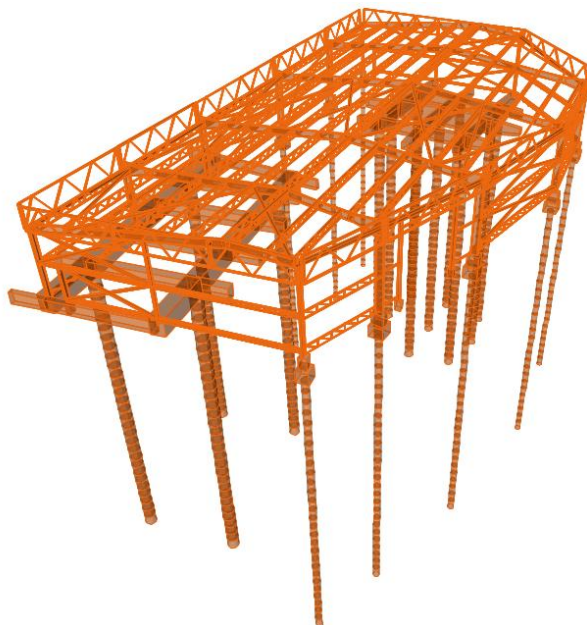




ISEL
INSTITUTO SUPERIOR DE
ENGENHARIA DE LISBOA

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
Área Departamental de Engenharia Civil



Dimensionamento de um Pavilhão Industrial Metálico com Fundações Indirectas

PEDRO FILIPE NOBRE SANCHES

(Licenciado em Engenharia Civil)

Trabalho de Projecto para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Área de Especialização em Estruturas

Orientador:

Licenciado, José António Fontelas dos Santos Viseu

Júri:

Presidente:

Mestre, Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado

Vogais:

Doutor, Luciano Alberto do Carmo Jacinto

Licenciado, José António Fontelas dos Santos Viseu

Julho 2015

AGRADECIMENTOS

O agradecimento por si só não expressa a profunda gratidão pelas pessoas que me acompanharam, apoiaram e incentivaram ao longo do meu percurso académico, mesmo quando o meu mundo ruiu, desmotivando-me.

Retomei o meu caminho com esforço e dedicação e hoje sinto-me realizado por ter alcançado os meus objetivos.

O meu profundo agradecimento aos meus pais, pela educação, valores transmitidos, pelo incentivo que sempre me deram e por todo o apoio e esforço realizado. À minha mãe pelo apoio incondicional, ao meu pai, pelo exemplo de determinação, aos meus irmãos pelo apoio que me deram em todo o percurso académico e pelos bons momentos partilhados.

Um especial agradecimento à Alexandra, pelo apoio, pela companhia, pela paciência, por cada sorriso, por cada lágrima, por cada abraço, por cada palavra de incentivo...por cada momento, o meu obrigado.

Ao Eng. José Santos Viseu, meu orientador, pela constante disponibilidade, rigor, apoio e partilha de conhecimentos na elaboração deste trabalho.

Agradeço também a todos os meus colegas e amigos pelo companheirismo, apoio e amizade. Em especial ao meu colega de curso Pedro Delgado pela entreaajuda e pela partilha de conhecimentos prestados no decurso deste trabalho.

Por fim, gostaria de agradecer a todos os professores que contribuíram para a minha formação académica.

RESUMO

Este trabalho teve como objectivo a elaboração do projecto de um pavilhão industrial, destinado ao armazenamento de produtos cimentícios ensacados, designados por "big-bags". Trata-se de um projecto que comporta uma nave metálica de geometria irregular, assente em fundações indirectas (estacas), parte das quais já existem, sendo porém necessário proceder à execução de outras, de modo a se poderem garantir todas as infraestruturas de fundação necessárias à construção do pavilhão.

Na elaboração do projecto foram tidos em consideração os critérios gerais de dimensionamento presentes na regulamentação Europeia (Eurocódigos Estruturais), designadamente a aplicação dos Eurocódigos 0, 1 e 8 para a definição dos diversos tipos de acções (vento, sismo, temperatura e sobrecargas) e a aplicação dos Eurocódigos 2, 3 e 7 no dimensionamento dos elementos de betão armado, metálicos e fundações respectivamente.

A modelação da estrutura foi realizada recorrendo a um programa de cálculo automático, "SAP2000", procurando sempre interpretar e validar os resultados provenientes deste software, através de folhas de cálculo em *Excel* desenvolvidas para o efeito, bem como com o recurso a outros softwares, nomeadamente os programas "Semicomp", "GaLa Reinforcement" e "Robot Structural Analysis Professional".

Pretende-se com a escolha deste projecto, aplicar os métodos de dimensionamento presentes nos Eurocódigos Estruturais, bem como através da consulta de diversos livros da especialidade, o desenvolvimento de um trabalho correcto, permitindo assim adquirir competências e pôr em prática os conceitos obtidos ao longo do curso.

Palavras-Chave: Dimensionamento de Pavilhões; Estruturas Metálicas; Estruturas Mistas; Eurocódigos Estruturais; Fundações indirectas.

ABSTRACT

This work was aimed at preparing the design of an industrial building, for the storage of bagged cement products, referred to as "big-bags". The project includes a metal structure with an irregular geometry and deep foundations, some of which already exist. It was necessary to build a new foundation set, in order to be able to ensure the necessary foundation infrastructure for the storage facility.

In this project it was taken into account the general design criteria's referred in the European regulations (Structural Eurocodes). The Eurocodes 0, 1 and 8 were used to define the various types of actions (wind, earthquake, temperature and overload) and the Eurocodes 2, 3 and 7 used for the design of the reinforced concrete elements, steel and foundations.

The modelling of the structure was made using a finite elements program, "SAP2000", with excel sheets, in order to validate the results. Other calculation software was used to calculate the structure, including "Semicomp", "GaLa Reinforcement" and "Robot Structural Analysis Professional" programs.

The main goal with of this project was to apply the design methods presented in the Eurocodes, and in the different design books, in order to development the project and thereby acquire skills, putting into practice the concepts obtained during the engineering course.

Keywords: Design of storage facilities; Steel Structures; Composite Structures; Structural Eurocodes; Deep foundations.

ÍNDICE DAS PEÇAS DO PROJECTO

A – PEÇAS ESCRITAS

- I. MEMÓRIA DESCRITIVA**
- II. MEMÓRIA JUSTIFICATIVA**
- III. CONCLUSÕES**

B – PEÇAS DESENHADAS

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANEXOS

A – PEÇAS ESCRITAS

A – PEÇAS ESCRITAS

I. MEMÓRIA DESCRITIVA

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO.....	1
2	LOCALIZAÇÃO	5
3	GEOLOGIA E GEOTÉCNIA	7
4	DESCRIÇÃO GERAL DO PAVILHÃO.....	9
4.1	Geometria da Construção	9
4.2	Funcionalidade do Pavilhão.....	9
4.3	Descrição da Solução Estrutural.....	9
4.3.1	Estrutura Metálica	9
5	MATERIAIS	11
5.1	Betão Armado.....	11
5.2	Estrutura Metálica.....	12
6	QUANTIFICAÇÃO DAS ACÇÕES	13
6.1	Acções Permanentes	13
6.1.1	Peso Próprio (PP)	13
6.1.2	Restante Carga Permanente (RCP)	13
6.2	Acções Variáveis	14
6.2.1	Sobrecarga (SC)	14
6.2.2	Acção Térmica (T)	14
6.2.3	Acção do Vento (W)	18
6.2.4	Acção Sísmica (E).....	28
7	COMBINAÇÕES DE ACÇÕES.....	35
7.1	Valores Reduzidos das Sobrecargas	35
7.2	Estados Limites Últimos.....	35
7.3	Estados Limites de Utilização	36
8	PRÉ-DIMENSIONAMENTO.....	39

8.1	Pórticos (Pilares e Travessas)	39
8.2	Madres de Cobertura e dos Alçados	43
8.3	Contraventamentos da Cobertura e dos Alçados	43
9	ANÁLISE ESTRUTURAL	45
9.1	Análise linear de estruturas.....	45
9.2	Análise não linear de estruturas.....	45
9.2.1	Efeitos fisicamente não lineares	46
9.2.2	Efeitos de segunda ordem (não linearidade geométrica).....	46
9.3	Consideração dos efeitos de segunda ordem na análise global	48
9.4	Consideração das imperfeições na análise.....	50
9.4.1	Consideração das imperfeições globais (do pórtico).....	50
9.4.2	Consideração das imperfeições locais.....	53
9.5	Quantificação do parâmetro de carga crítica	53
9.5.1	Método simplificado proposto pelo EC3-1-1 (Método de Horne).....	54
9.5.2	Método alternativo proposto por Lim	55
10	CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO.....	59
10.1	Elementos Metálicos	59
10.1.1	Resistência das Secções Transversais	60
10.1.2	Resistência de Elementos à Encurvadura.....	69
10.1.3	Ligações Metálicas.....	72
10.2	Betão Armado	72
10.2.1	Plintos.....	73
10.2.2	Maciços e Vigas	77
10.2.3	Estacas.....	79
11	REGULAMENTAÇÃO.....	87

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1.1 – Torre Eiffel (torre treliçada em ferro construída no século XIX)</i>	2
<i>Figura 1.2 – Estação de Comboio, Gare do Oriente, Lisboa</i>	4
<i>Figura 1.3 – Torre Vasco da Gama, Lisboa</i>	4
<i>Figura 1.4 – Torres Colombo, Lisboa</i>	4
<i>Figura 1.5 – Pavilhão industrial em fase de montagem</i>	4
<i>Figura 2.1 – Planta de localização do novo pavilhão</i>	5
<i>Figura 6.1 – Fluxograma da Acção Térmica</i>	17
<i>Figura 6.2 – Tipos de forças exercidas pelo vento</i>	19
<i>Figura 6.3 – Pressão exercida em superfícies</i>	21
<i>Figura 6.4 – Perfil de pressão dinâmica a considerar</i>	22
<i>Figura 6.5 – Definição das zonas A, B e C das paredes laterais</i>	22
<i>Figura 6.6 – Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior para paredes verticais de edifícios de planta rectangular</i>	23
<i>Figura 6.7 – Definição das zonas F, G, H, I e J de coberturas de duas vertentes</i>	23
<i>Figura 6.8 – Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior para coberturas de duas vertentes na direcção do vento $\theta=90^\circ$</i>	24
<i>Figura 6.9 – Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior para coberturas de duas vertentes na direcção do vento $\theta=0^\circ$</i>	24
<i>Figura 6.10 – Área de referência das forças de atrito</i>	26
<i>Figura 6.11 – Tipos de Terreno</i>	29
<i>Figura 6.12: Parâmetros dos espectros de resposta para a acção sísmica tipo 1</i>	29
<i>Figura 6.13: Parâmetros dos espectros de resposta para a acção sísmica tipo 2</i>	29
<i>Figura 6.14: Zonas sísmicas</i>	30
<i>Figura 6.15: Valores de α_{gr}</i>	30
<i>Figura 6.16: Classes de Importância</i>	31
<i>Figura 6.17: Valores dos coeficientes de importância, γ_I, a considerar</i>	31
<i>Figura 6.18: Valor do coeficiente de comportamento (Quadro 7.1 §7.1.2(1)P)</i>	32
<i>Figura 6.19 – Espectros de cálculo elásticos para a componente horizontal da acção sísmica tipo 1 e tipo2</i>	34
<i>Figura 8.1 – Modelo do pórtico tipo</i>	39
<i>Figura 8.2 – Ábaco de pré-dimensionamento dos pilares</i>	41
<i>Figura 8.3 – Ábaco de pré-dimensionamento das travessas</i>	41
<i>Figura 9.1 – Modo de deformação com deslocamentos simétricos</i>	47
<i>Figura 9.2 – Modo de deformação com deslocamentos laterais</i>	47
<i>Figura 9.3 – Efeitos de segunda ordem locais e globais num pórtico</i>	48
<i>Figura 9.4 – Imperfeições globais equivalentes (desvio da verticalidade dos pilares)</i>	51
<i>Figura 9.5 – Substituição das imperfeições globais por forças horizontais equivalentes</i>	52
<i>Figura 9.6 – Sistema de forças horizontais equivalentes num pórtico</i>	52
<i>Figura 9.7 – Notações para o modo de encurvadura no cálculo de α_{cr}</i>	55

<i>Figura 9.8 – Cálculo do parâmetro α_{cr} pelo método proposto por Lim.....</i>	<i>56</i>
<i>Figura 10.1 – Modelação das Estacas - modelo de "Winkler"</i>	<i>79</i>
<i>Figura 10.2 – Fluxograma do ELU de ruptura do terreno em estacas de fundação</i>	<i>82</i>

ÍNDICE DE TABELAS

<i>Tabela 5.1 – Características do Betão de Acordo com a NP EN 206-1:2013</i>	<i>11</i>
<i>Tabela 5.2 – Aço das armaduras ordinárias em Betão armado</i>	<i>11</i>
<i>Tabela 5.3 – Características principais do tipo de Betão e Aço utilizados.</i>	<i>11</i>
<i>Tabela 5.4 – Aço da Estrutura Metálica</i>	<i>12</i>
<i>Tabela 5.5 – Características principais do Aço utilizado em perfis laminados.....</i>	<i>12</i>
<i>Tabela 6.1 – Tipos de acções segundo a regulamentação aplicada (Eurocódigos Estruturais)</i>	<i>13</i>
<i>Tabela 6.2- Valores das temperaturas $T_{máx}$ e $T_{mín}$ por zonamento térmico</i>	<i>15</i>
<i>Tabela 6.3 – Temperaturas indicativas T_{in} para ambientes interiores.....</i>	<i>16</i>
<i>Tabela 6.4 – Temperaturas indicativas T_{out} para ambientes exteriores.....</i>	<i>16</i>
<i>Tabela 6.5 – Procedimento de cálculo para a pressão dinâmica de pico.....</i>	<i>19</i>
<i>Tabela 6.6 – Valores dos coeficientes de pressão exterior nas paredes laterais na direcção do vento $\theta=90^{\circ}$.....</i>	<i>25</i>
<i>Tabela 6.7 – Valores dos coeficientes de pressão exterior na cobertura na direcção do vento $\theta=90^{\circ}$</i>	<i>25</i>
<i>Tabela 6.8 – Valores dos coeficientes de pressão exterior nas paredes laterais na direcção do vento $\theta=0^{\circ}$.....</i>	<i>25</i>
<i>Tabela 6.9 - Valores dos coeficientes de pressão exterior na cobertura na direcção do vento $\theta=0^{\circ}$.....</i>	<i>25</i>
<i>Tabela 6.10 – Valor de cálculo da aceleração à superfície (a_g).....</i>	<i>32</i>
<i>Tabela 6.11 – Valor do parâmetro do coeficiente de solo (S).....</i>	<i>33</i>
<i>Tabela 7.1 – Valores reduzidos das sobrecargas.....</i>	<i>35</i>
<i>Tabela 7.2 – Cominações de Acções.....</i>	<i>38</i>
<i>Tabela 8.1 – Esforços máximos de cálculo nos Pilares e Travessas</i>	<i>40</i>
<i>Tabela 8.2 – Comprimentos críticos de encurvadura</i>	<i>40</i>
<i>Tabela 8.3 – Características do perfil IPE600 R.....</i>	<i>42</i>
<i>Tabela 8.4 – Deslocamentos máximos e admissíveis nos pilares e travessas.....</i>	<i>42</i>
<i>Tabela 10.1 – Valores dos coeficientes parciais de segurança para a resistência de secções e de elementos.....</i>	<i>59</i>
<i>Tabela 10.2 – Características de resistência dos aços</i>	<i>59</i>
<i>Tabela 10.3 – Verificação da resistência de secções transversais ao esforço Axial de Tracção.....</i>	<i>60</i>
<i>Tabela 10.4 – Verificação da resistência de secções transversais ao Esforço Axial de Compressão</i>	<i>61</i>
<i>Tabela 10.5 – Verificação da resistência de secções transversais à Flexão Simples</i>	<i>61</i>
<i>Tabela 10.6 – Verificação da resistência de secções transversais ao Esforço Transverso</i>	<i>62</i>
<i>Tabela 10.7 – Verificação da resistência de secções transversais à Flexão com Esforço Transverso.....</i>	<i>63</i>
<i>Tabela 10.8 – Verificação da resistência de secções transversais à Flexão Composta (Momento Flector com presença de Esforço Normal).....</i>	<i>64</i>
<i>Tabela 10.9 – Verificação da resistência de secções transversais à Flexão Composta com Esforço Transverso (Momento Flector + Esforço Normal + Esforço Transverso)</i>	<i>65</i>
<i>Tabela 10.10 – Verificação da resistência de secções transversais à Flexão Desviada com Esforço Normal (Momentos Flectores em relação ao eixo y-y e eixo z-z + Esforço Normal)</i>	<i>67</i>
<i>Tabela 10.11 – Verificação da resistência de secções transversais à Flexão Desviada (Momentos Flectores em relação ao eixo y-y e eixo z-z).....</i>	<i>68</i>
<i>Tabela 10.12 – Verificação da resistência à encurvadura de Elementos comprimidos - Colunas</i>	<i>69</i>

<i>Tabela 10.13 – Verificação da resistência à encurvadura de Elementos solicitados à Flexão - Vigas.....</i>	<i>70</i>
<i>Tabela 10.14 – Verificação da resistência à encurvadura de Elementos solicitados à flexão Composta Desviada com Esforço Normal de compressão – Colunas-Viga.....</i>	<i>71</i>
<i>Tabela 10.15 – Verificação da resistência à encurvadura de elementos solicitados à Flexão Composta Desviada com Esforço Normal de Tracção</i>	<i>71</i>
<i>Tabela 10.16 – Coeficientes de segurança parciais para a combinação 1 e 2 em estacas.....</i>	<i>81</i>
<i>Tabela 10.17 – Áreas mínimas de armaduras Longitudinais em Estacas.....</i>	<i>84</i>

1 INTRODUÇÃO

O presente documento refere-se ao Trabalho Final de Mestrado em Engenharia Civil na área de especialização de Estruturas.

O projecto escolhido, como acima já foi referido, refere-se a um pavilhão industrial metálico para a armazenagem de produtos cimentícios "big-bags".

Dado o tipo de solução estrutural adoptado com elementos metálicos, achou-se conveniente fazer uma pequena introdução da utilização do aço usado na construção civil.

Como refere Braga [5], com efeito já no final do século XVIII, por ocasião do que se convencionou chamar de Primeira Revolução Industrial, o ferro, entre outros produtos industriais, surgiu como um material em condições de competir com os materiais de construção conhecidos e utilizados até então, no que se refere a preço e outras qualidades. Este material apareceu nos países europeus que se desenvolveram com a Revolução Industrial, bem como nos Estados Unidos da América, tendo-se espalhado praticamente em todo o mundo durante o século XIX.

Com o aparecimento das ferrovias surgiu a necessidade de se construírem numerosas pontes e estações ferroviárias, tendo sido estas as duas grandes aplicações iniciais do aço. As pontes metálicas eram feitas inicialmente em ferro fundido, depois com aço forjado e posteriormente passaram a ser construídas com aço laminado. A primeira ponte de ferro fundido foi projetada em 1777 - a "Iron Bridge" em Coalbrookdale na Inglaterra.

São exemplos de outras obras notáveis em estrutura metálica ainda em utilização a já referida ponte Coalbrookdale (Inglaterra) em ferro fundido com um vão de 31 m construída em 1779, a ponte ferroviária Firth of Forth (Escócia) viga Gerber com 521 m de vão livre construída em 1890, a Torre Eiffel (Paris) com 312 m de altura construída em 1889, o Empire State Building (New York) com 380 m de altura construído em 1933, a Golden Gate Bridge (San Francisco) ponte pênsil com 1280 m de vão livre construída em 1937, entre outras.

Segundo a Revista "*Materiais de Construção – Guia de Utilização*" [1], o início da utilização do aço na construção civil ocorreu no primeiro quartel do Séc. XIX, e foi uma consequência

natural do desenvolvimento de tecnologias para a produção industrial de grandes quantidades de aço de um modo economicamente viável.

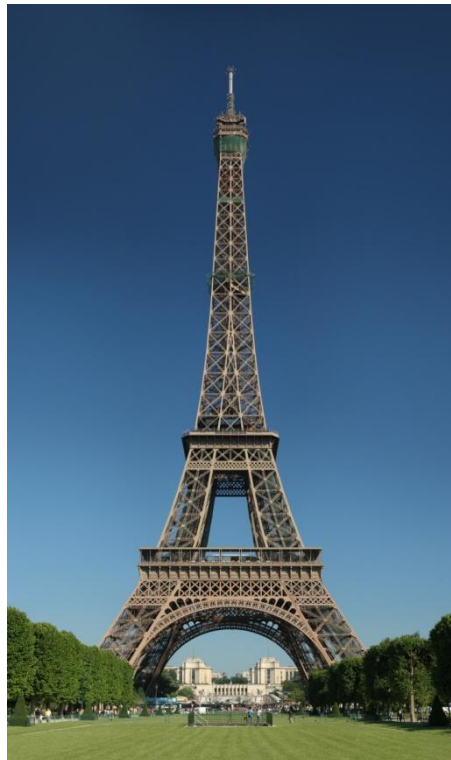


Figura 1.1 – Torre Eiffel (torre treliçada em ferro construída no século XIX)

Como acima já foi referido, a necessidade de construção de extensas linhas de caminho-de-ferro utilizando componentes em aço com geometrias e dimensões padronizadas, resultou no desenvolvimento de soluções de engenharia, que abriram caminho para a utilização do aço como material estrutural.

Estavam assim criadas as condições para a utilização ampla do aço na construção, uma vez que se trata de um material com excelentes propriedades mecânicas, que podia ser facilmente transportado, sob a forma de componentes pré-fabricados passíveis de serem rapidamente montados.

O aço viria também a ser utilizado posteriormente como material de reforço em estruturas de betão, sob a forma de varão, elevando a resistência a esforços de tracção para valores que o betão por si só não permitia.

Os engenheiros passavam a ter à sua disposição um material (aço), que reunia simultaneamente propriedades como a elevada resistência à tracção e à compressão, bom comportamento dúctil e boa deformabilidade. Deste modo, a utilização do aço veio permitir

uma flexibilidade na forma e dimensões das estruturas que até então não existia, permitindo comparativamente a outros materiais alcançar vãos maiores e uma maior rapidez de execução, levando a uma alteração profunda dos limites volumétricos e espaciais dos edifícios.

Em Portugal as estruturas metálicas têm sido quase exclusivamente utilizadas na construção de edifícios com fins de natureza industrial e comercial.

Ultimamente tem-se observado uma utilização crescente de estruturas metálicas em obras de grande interesse cultural, arquitectónico e patrimonial para o país, de que são exemplos as estruturas dos aeroportos, os pavilhões da Expo98 e as coberturas metálicas utilizadas nos estádios de futebol construídas para o Euro 2004.

As principais aplicações das estruturas de aço na atualidade resumem-se pois:

- Pontes ferroviárias, rodoviárias e pedonais;
- Edifícios industriais, comerciais e residenciais;
- Pavilhões, hangares, parques de estacionamento, estações ferroviárias e rodoviárias;
- Coberturas de grandes vãos;
- Torres de transmissão e subestações;
- Torres para antenas;
- Torres para painéis publicitários;
- Chaminés industriais;
- Silos Industriais;
- Depósitos de pressão;
- Guindastes e pontes rolantes;
- Instalações para exploração e tratamento de minério;
- Estruturas em parques de diversões.

São exemplos da aplicação do aço em estruturas:



Figura 1.2 – Estação de Comboio, Gare do Oriente, Lisboa



Figura 1.3 – Torre Vasco da Gama, Lisboa



Figura 1.4 – Torres Colombo, Lisboa



Figura 1.5 – Pavilhão industrial em fase de montagem

2 LOCALIZAÇÃO

O presente projecto destina-se a um pavilhão que será construído numa fábrica cimenteira no concelho de Vila Franca de Xira, cuja planta de localização está indicada na Figura 2.1.



Figura 2.1 – Planta de localização do novo pavilhão

3 GEOLOGIA E GEOTÉCNIA

Para a caracterização geotécnica do terreno de fundação foi tida em conta a prospecção por sondagens e os ensaios SPT (Standart Penetration Test), realizadas numa outra obra executada na mesma fábrica, que dista aproximadamente 200m do pavilhão a construir.

Assim, através das sondagens realizadas foi possível identificar os estratos que compõem o terreno de fundação, e através dos ensaios SPT (Anexo I) determinar a capacidade de carga do solo em várias profundidades.

A identificação das diferentes camadas de solo que compõem o subsolo resultou na seguinte estratigrafia:

- Aterro de argilas siltosas com 3 metros (NSPT de 4 pancadas);
- Lodos com 19,5 metros (NSPT de 0 pancadas);
- Argila dura com 3 metros (NSPT de 30 pancadas);
- Argila silto-argilosa com 6 metros (NSPT de 60 pancadas).

Devido à fraca capacidade resistente do terreno foi necessário recorrer a fundações indirectas, realizadas a partir de estacas com cerca de 30m de comprimento, de modo a atingirem os estratos NSPT com 60 pancadas.

4 DESCRIÇÃO GERAL DO PAVILHÃO

4.1 Geometria da Construção

O pavilhão possui geometria irregular com um vão máximo de 30 metros, 6 metros de altura na cota mais baixa, e desenvolve-se num comprimento de aproximadamente 56 metros, resultando numa área total coberta de aproximadamente 1430 m².

4.2 Funcionalidade do Pavilhão

O pavilhão tem como função a armazenagem de "big-bags", sendo que 80% da área coberta se destina ao armazenamento, e os restantes 20% servem de vias de circulação às máquinas empilhadoras no transporte dos "big-bags".

4.3 Descrição da Solução Estrutural

4.3.1 Estrutura Metálica

O esqueleto principal do pavilhão é constituído por um conjunto de 6 pórticos principais, todos eles com vãos diferentes.

O pavilhão foi estruturado de modo a receber a cobertura, constituída por um conjunto de madres metálicas (vigas treliçadas), com vãos máximos de 14 m que apoiam nas travessas dos pórticos metálicos.

A cobertura foi contraventada de modo a comportar-se como um diafragma, com capacidade de transmitir os esforços horizontais para todos os pórticos (transversais e longitudinais), procurando-se garantir deste modo uma estrutura com comportamento "Non-Sway" (com deslocamentos horizontais pouco significativos).

As chapas de revestimento exteriores apoiam diretamente nas madres de cobertura e nas madres de alçados.

5 MATERIAIS

Seguiu-se a regulamentação portuguesa aplicável, nomeadamente a NP EN 206-1:2013 para o betão armado e a NP EN 1993-1-1:2010 para as estruturas metálicas.

5.1 Betão Armado

As características dos materiais usados para o betão armado são as seguintes:

Tabela 5.1 – Características do Betão de Acordo com a NP EN 206-1:2013

<i>Elementos Estruturais</i>	<i>Classe de Exposição</i>	<i>Classe de Resistência</i>	<i>Máxima Razão A/C</i>	<i>Dosagem mínima de cimento [kg/m³]</i>	<i>Recobrimento [cm]</i>
<i>Plintos, Maciços e Vigas</i>	XC2	C25/30	0,60	280	4
<i>Estacas</i>	XC2	C25/30	0,60	280	5

Tabela 5.2 – Aço das armaduras ordinárias em Betão armado

<i>Aço em Estruturas de Betão Armado</i>	<i>Classe de Resistência</i>
<i>Armaduras ordinárias</i>	A500 NR

Tabela 5.3 – Características principais do tipo de Betão e Aço utilizados.

<i>Betão C25/30</i>		<i>Aço A500 NR</i>	
f_{ck}	25 MPa	f_{yk}	500 MPa
f_{cd}	16,7 MPa	f_{yd}	435 MPa
f_{ctm}	2,6 MPa	E_s	200 GPa
E_{cm}	31 GPa	ϵ_{yd}	0,00218
ν_c	0,2	γ_s	78,5 kN/m ³
γ_c	24 kN/m ³		

5.2 Estrutura Metálica

As características dos materiais usados para a estrutura metálica são as seguintes:

Tabela 5.4 – Aço da Estrutura Metálica

<i>Elementos Estruturais</i>	<i>Classe de Resistência</i>
<i>Perfis e Chapas</i>	S 275 JR
<i>Parafusos</i>	10.9 (DIN6914)
<i>Porcas</i>	10 (DIN6915)
<i>Anilhas</i>	10 (DIN6916)

Tabela 5.5 – Características principais do Aço utilizado em perfis laminados.

<i>Aço S275 JR</i>	
f_y	275 MPa
f_u	430 MPa
E	210 GPa
G	81 GPa
ν_s	0,3
α	$12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
γ	78,5 kN/m ³

6 QUANTIFICAÇÃO DAS ACÇÕES

As acções consideradas para esta nave foram definidas a partir dos seguintes documentos regulamentares:

Tabela 6.1 – Tipos de acções segundo a regulamentação aplicada (Eurocódigos Estruturais)

<i>Tipo de Acção</i>	<i>Norma Aplicada</i>
<i>Pesos Próprios (PP)</i>	NP EN 1991-1-1:2009
<i>Restante Carga Permanente (RCP)</i>	NP EN 1991-1-1:2009
<i>Sobrecargas (SC)</i>	NP EN 1991-1-1:2009
<i>Acções Térmicas (T)</i>	NP EN 1991-1-5:2009
<i>Acções do Vento (W)</i>	NP EN 1991-1-4:2010
<i>Acções Sísmicas (E)</i>	NP EN 1998-1:2010
<i>Combinações de Acções</i>	NP EN 1990:2009

6.1 Acções Permanentes

Consideraram-se para estas acções, as que apresentam valores aproximadamente constantes durante a vida útil da obra.

6.1.1 Peso Próprio (PP)

O peso próprio foi obtido a partir das dimensões reais dos diversos elementos, considerando os pesos volúmicos correspondentes:

- Peso específico do betão armado25.0 kN/m³
- Peso específico do aço78.5 kN/m³

6.1.2 Restante Carga Permanente (RCP)

A restante carga permanente contempla o peso dos elementos não estruturais, tais como as chapas de revestimento das fachadas e cobertura, rufos e acessórios de ligação.

- Peso das chapas de revestimento, acessórios de ligação e rufos.....0.10 kN/m²

6.2 Acções Variáveis

Consideraram-se as acções variáveis, as acções que apresentam variação significativa no tempo e no espaço durante a vida útil da construção.

6.2.1 Sobrecarga (SC)

Foi considerada uma sobrecarga na cobertura, classificada de acordo com a sua acessibilidade (Categoria H – cobertura não acessível), conforme indicado na norma NP EN 1990-1-1:2009 clausula §6.3.4.1(1)P Quadro 6.9 .

Para a categoria H os valores característicos recomendados pela referida norma, cláusula §6.3.4.2 (1) Quadro 6.10 são:

- Cobertura..... $q_k=0.40 \text{ kN/m}^2$; $Q_k=1.0 \text{ kN}$

6.2.2 Acção Térmica (T)

As acções térmicas provocam nas construções variações de temperatura impondo deformações, que dão lugar a esforços que dependem da geometria das estruturas, das condições de fronteira e das propriedades físicas dos materiais utilizados.

As acções térmicas são quantificadas pela norma NP EN 1991-1-5:2009. Para a determinação dos seus efeitos foi tida em consideração os coeficientes de dilatação linear dos materiais utilizados.

As variáveis básicas para a sua determinação são:

- Temperatura máxima do ar à sombra – $T_{\text{máx}}$
- Temperatura mínima do ar à sombra – $T_{\text{mín}}$
- Temperatura inicial – T_0

A componente da variação uniforme de temperatura de um elemento estrutural, ΔT_u , é definida por: $\Delta T_u = T - T_0$, onde T é a temperatura média de um elemento estrutural resultante das temperaturas climáticas no Inverno ou no Verão.

A temperatura média T é determinada a partir da média das temperaturas do ambiente interior T_{in} e exterior T_{out} , isto é:

$$T = \frac{T_{in} + T_{out}}{2} \quad \text{Eq. 6.1}$$

Em relação à temperatura inicial T_0 , não havendo informações o Anexo Nacional preconiza que se adopte para T_0 uma temperatura igual a 15°C.

Para a determinação das temperaturas de $T_{máx}$ e $T_{mín}$ o território nacional encontra-se dividido por zonas térmicas, consoante se trate de condições de verão ou de inverno:

Tabela 6.2- Valores das temperaturas $T_{máx}$ e $T_{mín}$ por zonamento térmico

<i>Condições de Inverno</i>		<i>Condições de Verão</i>	
<i>Zona Térmica</i>	<i>$T_{mín}$</i>	<i>Zona Térmica</i>	<i>$T_{máx}$</i>
<i>Zona A</i>	-5 °C	<i>Zona A</i>	45 °C
<i>Zona B</i>	0 °C	<i>Zona B</i>	40 °C
<i>Zona C</i>	5 °C	<i>Zona C</i>	35 °C

Os valores apresentados encontram-se referidos à cota zero. Aos valores de $T_{mín}$ indicados para cada zona deve subtrair-se 0.5 °C por cada 100 metros de altitude. Aos valores de $T_{máx}$ indicados para cada zona deve-se subtrair 1.0 °C por cada 100 metros de altitude, isto é:

$$T_{mín}(H) = T_{mín} - 0.005H \quad \text{Eq. 6.2}$$

$$T_{máx}(H) = T_{máx} - 0.01H \quad \text{Eq. 6.3}$$

em que H é a altitude em metros medida em relação ao nível do mar.

O pavilhão enquadra-se na Zona B nas condições de Inverno e de Verão.

Para a determinação das temperaturas T_{in} e T_{out} utilizou-se o preconizado no Anexo Nacional da presente norma, que conduz a:

Tabela 6.3 – Temperaturas indicativas T_{in} para ambientes interiores

<i>Estação</i>	<i>Temperatura T_{in}</i>
<i>Verão</i>	$T_1 = 25\text{ °C}$
<i>Inverno</i>	$T_2 = 18\text{ °C}$

Tabela 6.4 – Temperaturas indicativas T_{out} para ambientes exteriores

<i>Estação</i>	<i>Factor Significativo</i>	<i>Temperatura T_{out} em °C</i>
<i>Verão</i>	0.5 Superfície clara brilhante	$T_{max} + T_3$
	Absorvidade relativa dependente da cor da superfície 0.7 Superfície de cor clara	$T_{max} + T_4$
	0.9 Superfície escura	$T_{max} + T_5$
<i>Inverno</i>		T_{min}

Devem utilizar-se os seguintes valores: $T_3 = 0\text{ °C}$; $T_4 = 2\text{ °C}$; $T_5 = 5\text{ °C}$
O valor escolhido foi para uma superfície escura.

Assim sendo, as variações uniformes de temperatura máxima negativa (ΔTu^-) que ocorre no Inverno (I), e a máxima positiva (ΔTu^+) que ocorre no Verão (V), são dadas por:

$$\Delta Tu^- = \frac{T_{in}(I) + T_{out}(I)}{2} - T_0 = \frac{T_{in} + (T_{min} - 0.005H)}{2} - T_0 \quad \text{Eq. 6.4}$$

$$\Delta Tu^+ = \frac{T_{in}(V) + T_{out}(V)}{2} - T_0 = \frac{T_{out} + (T_{max} + T_i - 0.01H)}{2} - T_0 \quad \text{Eq. 6.5}$$

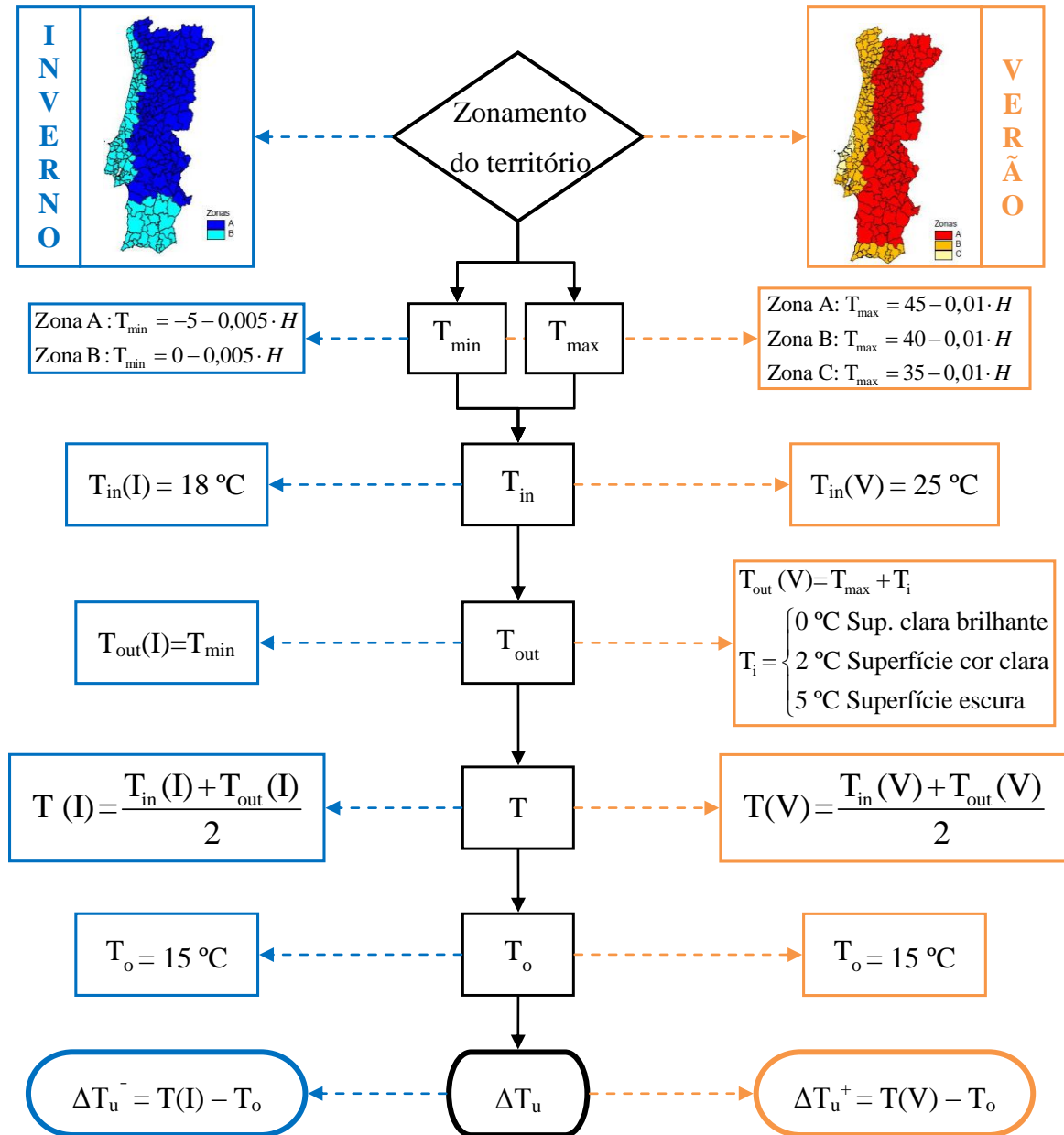


Figura 6.1 – Fluxograma da Acção Térmica

Em que:

- T_{\min} temperatura mínima de inverno;
- T_{\max} temperatura máxima de verão;
- H cota altimétrica da estrutura;
- T_{out} temperatura exterior;
- T_{in} temperatura interior;
- T média da temperatura interior e exterior;

T_i	incremento da temperatura exterior provocado pela cor das chapas de revestimento;
T_0	temperatura inicial na fase de construção;
ΔT_u	Variação da temperatura uniforme.

6.2.3 Acção do Vento (W)

As acções do vento variam em função do tempo e actuam directamente sob a forma de pressões, nas superfícies exteriores e interiores das construções.

Das pressões que actuam sobre o pavilhão nas chapas de revestimento dos alçados e da cobertura, resultam forças perpendiculares nestas superfícies, podendo também desenvolver-se forças de atrito significativas, tangencialmente à superfície quando o vento varre grandes áreas de construções.

As acções do vento são valores característicos determinadas a partir dos valores de referência da velocidade do vento ou da pressão dinâmica, de acordo com a EN NP 1991-1-4:2010.

A pressão dinâmica de pico q_p depende do regime local de ventos, da rugosidade do terreno, da orografia e da altura de referência.

As forças exercidas pelo vento são determinadas a partir da pressão dinâmica de pico q_p , à altura de referência z_e , dos coeficientes de força c_f , de atrito c_{fr} e de pressão c_p , bem como do coeficiente estrutural c_{scd} e das áreas de referência A_{ref} e A_{fr} (ver fluxograma da Figura 6.2).

De um modo geral consideram-se as direcções do vento mais desfavoráveis, e são elas que geram forças perpendiculares às superfícies de construção, de que resultam forças nas seguintes direcções:

- W_x – Vento segundo x no sentido positivo
- W_{xx} – Vento segundo x no sentido negativo
- W_y – Vento segundo y no sentido positivo
- W_{yy} – Vento segundo y no sentido negativo

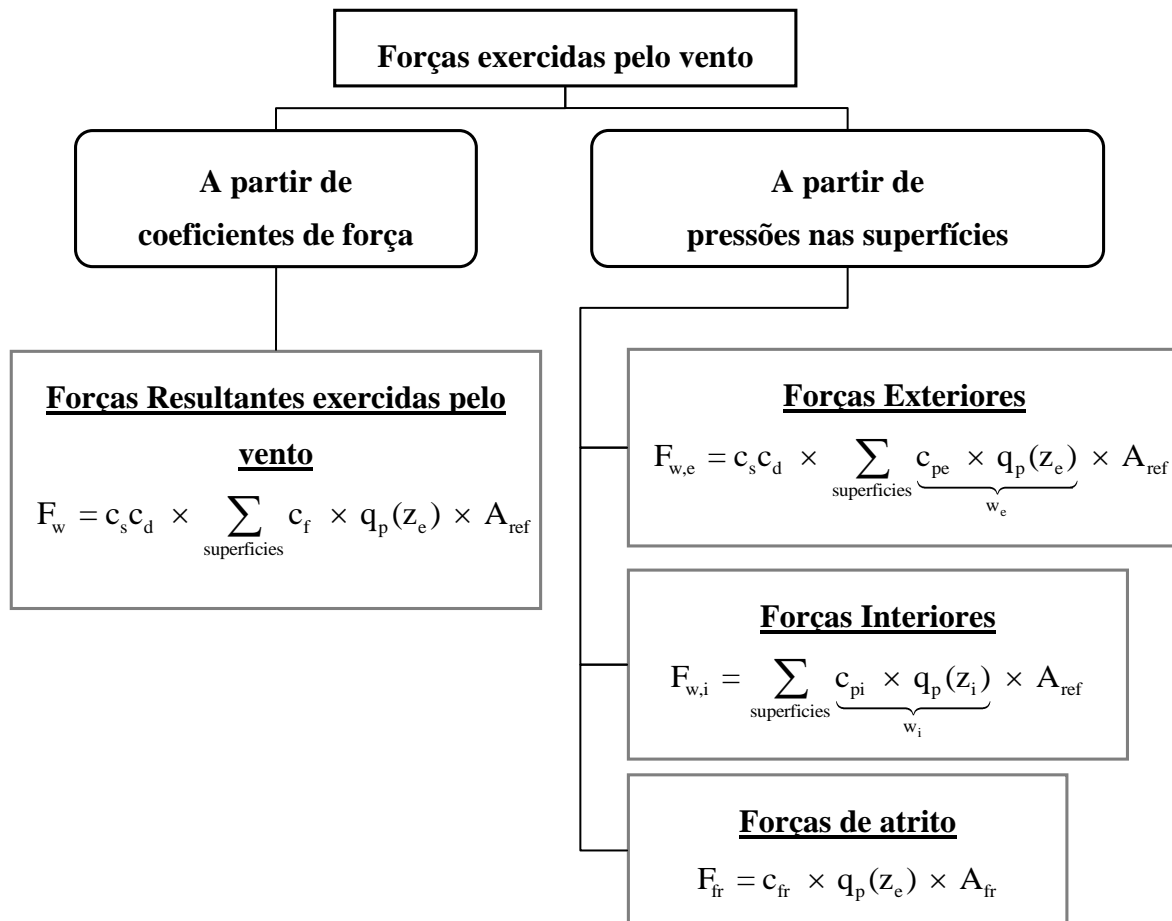


Figura 6.2 – Tipos de forças exercidas pelo vento

i. Cálculo da pressão dinâmica de pico

Com base na localização do pavilhão e na categoria de terreno foi possível determinar a pressão dinâmica de pico q_p , através do procedimento de cálculo indicado na Tabela 6.5.

Tabela 6.5 – Procedimento de cálculo para a pressão dinâmica de pico

PARÂMETRO DE CÁLCULO (NP EN 1991-1-4:2010)		REFERÊNCIA
1)	Definição da Zona (Zona A ou Zona B)	NA.2.3 b)
i)	Velocidade básica do vento $v_{b,0}$	NA.2.3 b) Quadro NA.I
ii)	Coeficiente de direção c_{dir} Coeficiente de sazão c_{season}	4.2 2(P)

iii)	Velocidade de referência do vento $v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0}$	4.2 2(P) Expressão (4.1)
iv)	Pressão dinâmica de referência $q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2$	4.5 (1) Expressão (4.10)
2)	Definição da Categoria do Terreno (I, II, III ou IV)	NA.2.3 g) Quadro NA-4.1
i)	Comprimento de rugosidade z_0 Altura mínima z_{min}	NA.2.3 g) Quadro NA-4.1
ii)	Altura de referência z_e	
iii)	Coefficiente de orografia $c_0(z)$	4.3.1 (1)
iv)	Coefficiente de terreno $k_r = 0,19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07}$	4.3.2 (1) Expressão (4.5)
v)	Coefficiente de rugosidade $c_r(z) = k_r \times \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \quad \text{para} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max}$ $c_r(z) = c_r(z_{min}) \quad \text{para} \quad z \leq z_{min}$	4.3.2 (1) Expressão (4.4)
vi)	Velocidade média do vento $v_m(z) = c_r(z) \times c_0(z) \times v_b$	4.3.1 (1) Expressão (4.3)
vii)	Coefficiente de turbulência k_I	4.4 (1)
viii)	Desvio padrão da turbulência do vento $\sigma_v = k_r \times v_b \times k_I$	4.4 (1) Expressão (4.6)
ix)	Intensidade de turbulência $I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_0(z) \times \ln(z/z_0)} \quad \text{para} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max}$ $I_v(z) = I_v(z_{min}) \quad \text{para} \quad z < z_{min}$	4.4 (1) Expressão (4.7)
x)	Pressão dinâmica de pico $q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(z)$	4.5 (1) Expressão (4.8)

ii. Cálculo das pressões exteriores e interiores

A pressão resultante exercida numa parede, numa cobertura ou num elemento é a diferença entre as pressões que actuam sobre as faces opostas tendo em conta os seus sinais.

Quando a pressão é exercida contra uma superfície, é considerada positiva e é negativa quando actua em sentido contrário (provocando sucção), conforme mostra a Figura 6.3.

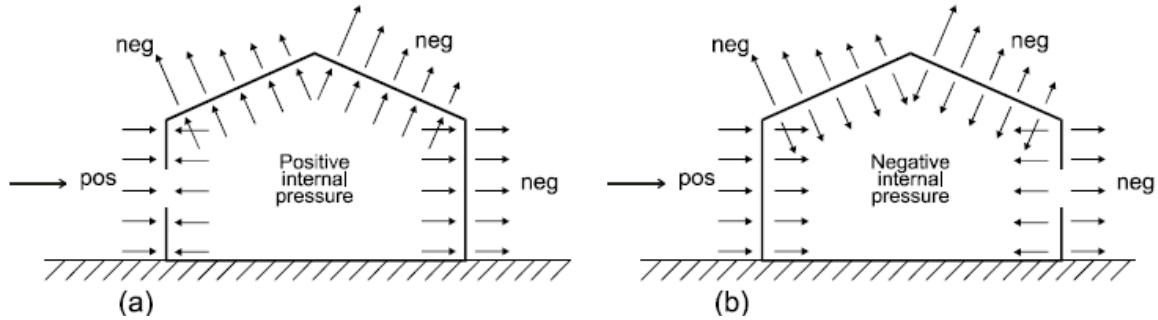


Figura 6.3 – Pressão exercida em superfícies

Para determinar as pressões exercidas pelo vento, exteriores (w_e) e interiores (w_i), é necessário multiplicar as pressões dinâmicas de pico pelos coeficientes de pressão exteriores e interiores.

$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe} \quad \text{Eq. 6.6}$$

$$w_i = q_p(z_e) \times c_{pi} \quad \text{Eq. 6.7}$$

iii. Determinação dos coeficientes de pressão

a) Coeficientes de pressão exterior

Os coeficientes de pressão exterior fornecem o efeito do vento sobre as superfícies exteriores dos edifícios, dependem das dimensões da superfície carregada A , e são repartidos em coeficientes locais $c_{pe,1}$ e coeficientes globais $c_{pe,10}$.

Os valores de $c_{pe,1}$ destinam-se ao cálculo de elementos de pequena dimensão e de ligações com uma área igual ou inferior a 1 m^2 . Os valores de $c_{pe,10}$ são utilizados para superfícies carregadas de área igual a 10 m^2 , ou superiores.

Para superfícies carregadas com áreas compreendidas entre 1 e 10 m^2 a NP EN 1991-1-4 recomenda a seguinte interpolação: $c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \log_{10} A$

Dada a geometria irregular do pavilhão foi considerada para a quantificação do vento uma área rectangular equivalente com o mesmo comprimento.

As paredes verticais foram divididas em 5 zonas: A, B, C, D e E. A zona D corresponde à parede de barlavento e a zona E à parede de sotavento.

O perfil de pressão dinâmica depende da relação h/b , em que h é a altura do edifício e b a largura na direcção perpendicular ao vento.

No pavilhão em estudo como h é inferior a b , qualquer que seja a direcção do vento, considera-se apenas uma altura de referência, igual à altura do edifício, sendo que o perfil de pressão dinâmica é constante em altura conforme se observa na Figura 6.4.

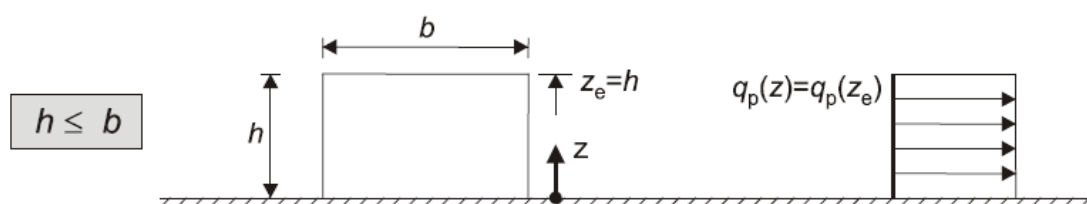


Figura 6.4 – Perfil de pressão dinâmica a considerar

As dimensões das zonas A, B e C dependem do parâmetro " e " que é dado pela menor dimensão b ou $2h$.

A cobertura é de duas vertentes com uma inclinação de 6° e foi considerada dividida em 5 zonas: F, G, H, I e J. De referir que estas dimensões dependem também do parâmetro " e ".

As Figura 6.5 e Figura 6.7 indicam as referidas zonas e as Figura 6.6 e Figura 6.8 os valores dos coeficientes de pressão exterior a considerar.

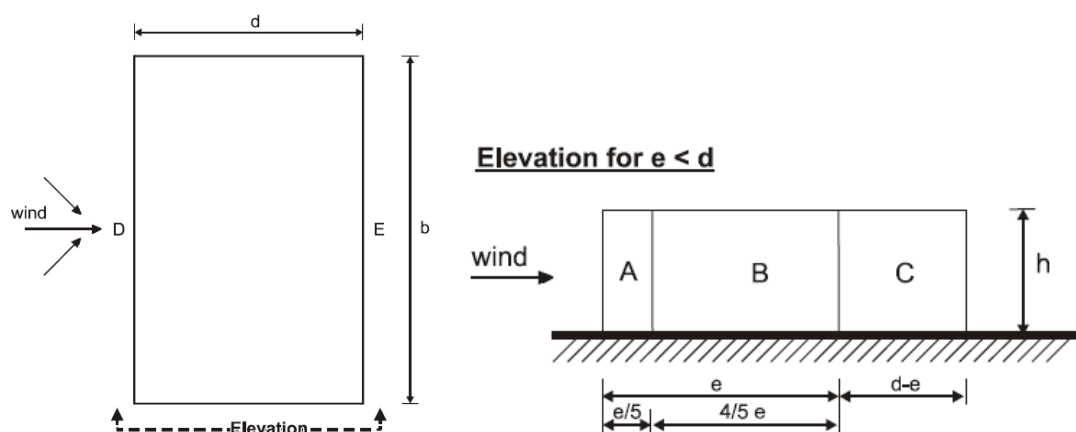


Figura 6.5 – Definição das zonas A, B e C das paredes laterais

Zona	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Figura 6.6 - Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior para paredes verticais de edifícios de planta rectangular

Nota: Para valores intermédios de h/d , deve ser efectuada uma interpolação linear.

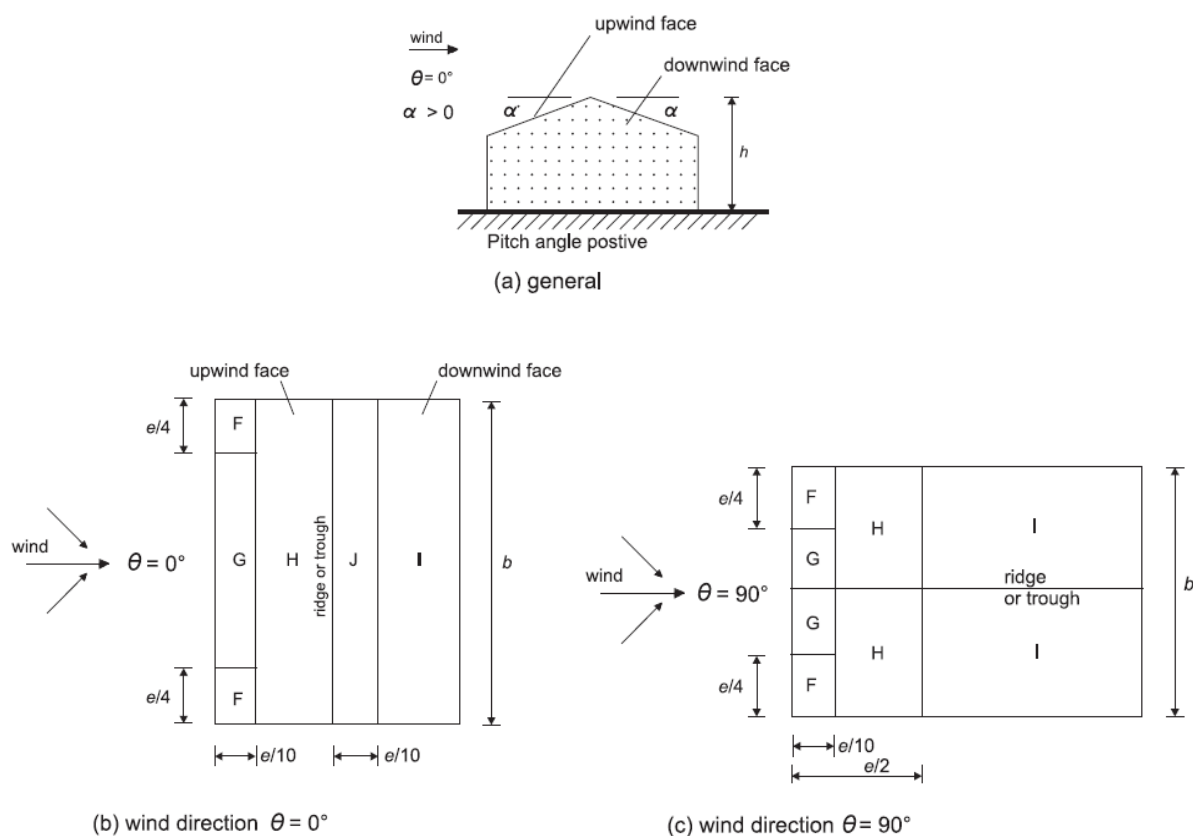


Figura 6.7 – Definição das zonas F, G, H, I e J de coberturas de duas vertentes

Ângulo de inclinação α	Zona; Direcção do vento $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	-1,2
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	-1,2
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	-1,2
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	-1,2
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	-1,2

Figura 6.8 – Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior para coberturas de duas vertentes na direcção do vento $\theta=90^\circ$

Ângulo de inclinação α	Zona; Direcção do vento $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6	-0,8	-0,8	-0,7	-0,7	-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8	-0,8	-0,6	-0,6	-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	-0,5	-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2	+0,2	+0,2	+0,2
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6	-0,6	-0,6	-0,6
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3	-0,3	-0,4	-0,4	-1,0	-1,5
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2	-0,2	-0,4	-0,4	-0,5	-0,5
45°	+0,7	+0,7	+0,7	+0,7	+0,4	+0,4	+0,0	+0,0	+0,0	+0,0
60°	+0,7	+0,7	+0,7	+0,7	+0,7	+0,7	-0,2	-0,2	-0,3	-0,3
75°	+0,8	+0,8	+0,8	+0,8	+0,8	+0,8	-0,2	-0,2	-0,3	-0,3

NOTA 1 : Com $\theta = 0^\circ$ e para inclinações entre $\alpha = -5^\circ$ e $\alpha = +45^\circ$, a pressão varia rapidamente entre valores positivos e negativos na vertente virada a barlavento, razão pela qual são fornecidos valores positivos e negativos. Para estas coberturas deverão ser considerados quatro casos, em que os valores maiores ou menores em todas as áreas F, G e H são combinados com os valores maiores ou menores nas áreas I e J. Não é permitida a mistura, numa mesma vertente, de valores positivos com valores negativos.

NOTA 2: Para ângulos de inclinação intermédios entre ângulos com o mesmo sinal, poderá ser efectuada uma interpolação linear entre valores com o mesmo sinal. (Não efectuar interpolação entre $\alpha = +5^\circ$ e $\alpha = -5^\circ$, mas antes utilizar os valores relativos às coberturas em terraço indicados em 7.2.3). Os valores iguais a 0,0 são fornecidos para efeitos de interpolação.

Figura 6.9 - Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior para coberturas de duas vertentes na direcção do vento $\theta=0^\circ$

Para o pavilhão em causa apresentam-se os valores dos coeficientes de pressão exterior obtidos para as diferentes direcções do vento nas paredes laterais e na cobertura.

Tabela 6.6 – Valores dos coeficientes de pressão exterior nas paredes laterais na direcção do vento $\theta=90^\circ$

Paredes Laterais (vento segundo x, $\theta = 90^\circ$)					
Zona	A	B	C	D	E
c_{pe}	-1.20	-0.80	-0.50	0.70	-0.30

Tabela 6.7 – Valores dos coeficientes de pressão exterior na cobertura na direcção do vento $\theta=90^\circ$

Cobertura (vento segundo x, $\theta = 90^\circ$)				
Zona	F	G	H	I
c_{pe}	-1.70	-1.30	-0.69	-0.59

Tabela 6.8 – Valores dos coeficientes de pressão exterior nas paredes laterais na direcção do vento $\theta=0^\circ$

Paredes Laterais (vento segundo y, $\theta = 0^\circ$)					
Zona	A	B	C	D	E
c_{pe}	-1.20	-0.80	-0.50	0.71	-0.32

Tabela 6.9 - Valores dos coeficientes de pressão exterior na cobertura na direcção do vento $\theta=0^\circ$

Cobertura (vento segundo y, $\theta = 0^\circ$)					
Zona	F	G	H	I	J
c_{pe} (Caso 1)	-1.80	-1.16	-0.57	-0.58	0.08
c_{pe} (Caso 2)	0.02	0.02	0.02	-0.54	-0.54

b) Coeficientes de pressão interior

As pressões interiores resultam das aberturas existentes (portas, janelas, ventiladores), e também da permeabilidade secundária devida a passagens de ar no contorno dessas mesmas aberturas. Estas aberturas influenciam o coeficiente de pressão interior e são quantificadas pelo parâmetro μ (índice de aberturas).

No pavilhão em estudo, dispensou-se o cálculo de μ , tendo-se considerado para os coeficientes c_{pi} , os valores +0,2 e -0,3.

c) Coeficiente de atrito

As forças de atrito apenas são geradas com o vento a actuar segundo a direcção x , ou seja nos casos W_x e W_{xx} , devendo ser aplicadas na parte das superfícies exteriores paralelas ao vento e numa faixa localizada para além duma certa distância dos bordos ou cantos de barlavento (esta distância é igual ao menor valor de entre $2 \cdot b$ e $4 \cdot h$, tal como se mostra na Figura 6.10).

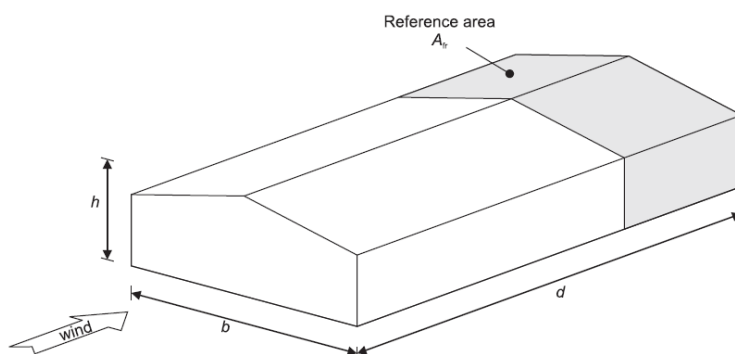


Figura 6.10 – Área de referência das forças de atrito

De referir que os efeitos do atrito do vento sobre a superfície podem ser ignorados quando a área total de todas as superfícies paralelas (ou pouco inclinadas) em relação ao vento, forem iguais ou inferiores a 4 vezes a área total de todas as superfícies exteriores perpendiculares ao vento (lados de barlavento e de sotavento), segundo a cláusula §5.3 (4).

No caso do pavilhão em estudo estes efeitos foram contabilizados, tendo-se utilizado um coeficiente de atrito $c_{fi}=0,04$ (superfícies muito rugosas).

iv. Coeficiente Estrutural

O coeficiente estrutural c_{scd} tem em conta o efeito das acções do vento, considerando a não simultaneidade na ocorrência das pressões de pico sobre a superfície (c_s) em conjunto com o efeito das vibrações da estrutura devidas à turbulência (c_d).

O coeficiente estrutural $c_s c_d$ pode ser decomposto num coeficiente de dimensão c_s e num coeficiente dinâmico c_d .

Atendendo a que a estrutura tem uma altura inferior a 15 metros, considera-se $c_s c_d = 1.0$ conforme prevê a norma, clausula §6.2 (1) a).

As pressões interiores e exteriores devem ser consideradas como actuando simultaneamente, e como tal, os coeficientes de pressão devem ser somados vectorialmente.

Da simultaneidade de pressões interiores e exteriores foram contabilizados os casos mais desfavoráveis resultando:

- dois casos de vento segundo x
- quatro casos de vento segundo y, uma vez que nesta direcção as pressões variam rapidamente entre valores positivos e negativos na vertente virada a barlavento, provocando depressões e sucções repentinas na cobertura, pelo que foi necessário combinar estes dois casos.

No total tem-se 6 casos para o vento:

- W_x – Vento segundo x no sentido positivo;
- W_{xx} – Vento segundo x no sentido negativo;
- W_{y1} – Vento segundo y no sentido positivo;
- W_{y2} – Vento segundo y no sentido positivo;
- W_{yy1} – Vento segundo y no sentido negativo;
- W_{yy2} – Vento segundo y no sentido negativo.

6.2.4 Acção Sísmica (E)

A acção sísmica resulta dos movimentos das placas tectónicas que originam vibrações no solo transmitindo-os às estruturas.

Existem dois tipos de acção sísmica: tipo 1 e tipo 2, sendo que na acção sísmica do tipo 1 estão associadas distâncias epicentrais maiores, magnitudes elevadas e frequências baixas mas de longa duração, comparativamente com a acção sísmica do tipo 2, em que as distâncias epicentrais são menores, as magnitudes são médias ou baixas, mas as frequências maiores e de curta duração.

Estes dois tipos de acções podem ser estudadas com base em espectros de resposta elástica.

Como se sabe o comportamento dinâmico das construções depende de muitos factores de que são exemplos: a rigidez, a massa e a localização das mesmas.

A NP EN 1998-1 fornece a informação necessária de modo a se proceder ao estudo da acção dos sismos nas estruturas, que devem ser dimensionadas de modo a não colapsarem parcialmente ou totalmente para os Estados Limites Últimos e minimizarem os danos para os Estados Limites de Utilização.

No cálculo dos dois espectros de resposta elástica é necessário ter presente o tipo de terreno, a zona sísmica, a classe de importância, etc.

De referir que os tipos de terreno de fundação tem uma influência significativa no comportamento dos sismos. O EC8-1 define vários tipos de solo (A, B, C, D, E, S_1 e S_2), sendo os tipos de terreno S_1 e S_2 empregues nas ilhas dos Açores (Anexo Nacional).

Na Figura 6.11 apresenta-se o quadro do EC8 que permite proceder à classificação dos tipo de terreno:

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (pacotes/30 cm)	c_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	—	—
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			

Figura 6.11 – Tipos de Terreno

O armazém em estudo pertence a um terreno do tipo E, em que os parâmetros que permitem definir os espectros de resposta são determinados através do tipo de terreno e da ação sísmica tipo 1 ou tipo 2:

Tipo de terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

Figura 6.12: Parâmetros dos espectros de resposta para a ação sísmica tipo 1

Tipo de terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

Figura 6.13: Parâmetros dos espectros de resposta para a ação sísmica tipo 2

Em relação ao zonamento sísmico o território português compreende várias zonas classificadas para os dois tipos de ação sísmica. Em Portugal as zonas sísmicas são classificadas de acordo com o Anexo Nacional:

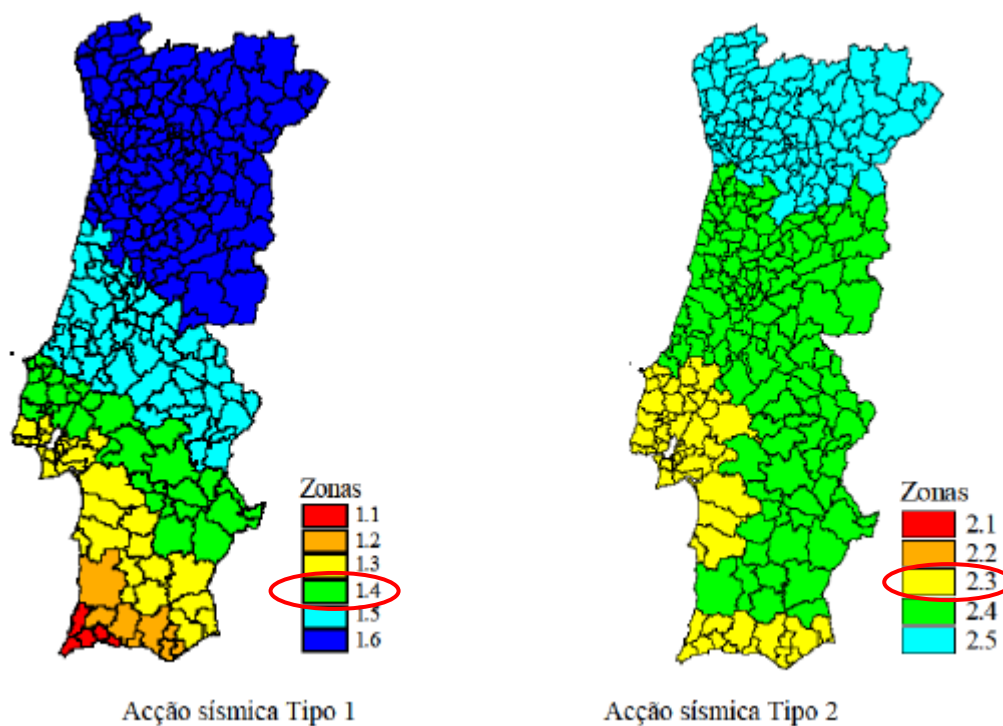


Figura 6.14: Zonas sísmicas

Como o armazém se situa em Alhandra as zonas correspondentes para a ação sísmica do tipo 1 e do tipo 2 são respetivamente: 1.4 e 2.3.

A sismicidade local é dada como o valor de referência da aceleração máxima na base num terreno do tipo A, a_{gR} :

Acção sísmica Tipo 1		Acção sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	—	—

Figura 6.15: Valores de a_{gR}

Os valores de a_{gR} para os sismos tipo 1 e 2 são, respetivamente, 1.0 e 1.7.

Segundo a NP EN 1998-1 os edifícios são classificados em 4 classes de importância, que indicam o grau de consequências que os colapsos parciais ou totais podem originar durante os sismos (perda de vidas humanas, importância para a segurança pública, consequências sociais e económicas do colapso):

Classe de importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a protecção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais eléctricas, etc.

Figura 6.16: Classes de Importância

A classe de importância do local onde o armazém será construído é da classe I.

De referir que as classes de importância são caracterizadas por um coeficiente de importância, γ_I , que indicam diferentes valores do período de retorno dos sismos. Em Portugal os valores do coeficiente de importância a adotar são segundo o Quadro NA-II do Anexo Nacional:

Classe de Importância	Acção sísmica Tipo 1	Acção sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

Figura 6.17: Valores dos coeficientes de importância, γ_I , a considerar

Os coeficientes de importância considerados no presente projeto são os que constam na figura anterior.

O valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A, a_g , é igual a a_{gR} multiplicado pelo coeficiente de importância γ_I .

$$a_g = \gamma_I \times a_{gR} \quad \text{Eq. 6.8}$$

Tabela 6.10 – Valor de cálculo da aceleração à superfície (a_g)

<i>Acção Sísmica</i>	<i>Tipo 1</i>	<i>Tipo 2</i>
a_{gR}	1.0	1.7
γ_I	0.65	0.75
a_g	0.65	1.28

O EC8 mostra como podem ser determinados os espectros de resposta elásticos a partir dos parâmetros abordados anteriormente, que permitem proceder à determinação dos espectros de cálculo (afetado do conhecido coeficiente de comportamento q).

O valor do coeficiente de comportamento deve ter também em conta a regularidade estrutural em planta e em altura. Para o armazém em estudo adoptou-se o valor indicado no quadro 7.1, cláusula §7.1.2(1)P:

Princípio de projecto	Classe de ductilidade estrutural	Intervalo dos valores de referência do coeficiente de comportamento q
Princípio a) Comportamento estrutural de baixa dissipação	DCL (Baixa)	$\leq 1,5 - 2$
Princípios b) ou c) Comportamento estrutural dissipativo	DCM (Média)	≤ 4 também limitada pelos valores do Quadro 7.2
	DCH (Alta)	unicamente limitada pelos valores do Quadro 7.2

Figura 6.18: Valor do coeficiente de comportamento (Quadro 7.1 §7.1.2(1)P)

Tendo-se considerado uma classe de ductilidade baixa (DCL) e um valor para o coeficiente de comportamento, q , igual a 1,5. O amortecimento viscoso considerado foi o de 5%.

Para a definição do espectro de resposta elástica é necessário também o cálculo do parâmetro do coeficiente de solo, S , segundo o ponto NA-3.2.2.2(2) da norma EN 1998-1. Este depende do valor da aceleração à superfície de um terreno do tipo A (a_g), e é calculado a partir das expressões a seguir indicadas:

$$\begin{aligned}
\text{para } a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 & \quad S = S_{\max} \\
\text{para } 1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2 & \quad S = S_{\max} - \frac{S_{\max} - 1}{3} (a_g - 1) \\
\text{para } a_g \geq 4 \text{ m/s}^2 & \quad S = 1.0
\end{aligned}$$

Tabela 6.11 – Valor do parâmetro do coeficiente de solo (S)

<i>Acção Sísmica</i>		
	<i>Tipo 1</i>	<i>Tipo 2</i>
a_g	1.0	1.7
S_{\max}	1.8	1.8
S	1.8	1.73

As expressões que permitiram definir os espectros de cálculo, $S_d(T)$, para as componentes horizontais das acções sísmicas tipo 1 e tipo 2 são as preconizadas na EN 1998-1 cláusula §3.2.2.5 (4)P, (expressões 3.13, 3.14, 3.15 e 3.16 abaixo indicadas):

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \times S \times \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad \text{Eq. 6.9}$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \quad \text{Eq. 6.10}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \times \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \times a_g \end{cases} \quad \text{Eq. 6.11}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \times \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \times a_g \end{cases} \quad \text{Eq. 6.12}$$

Considerando para o coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal, β , o valor recomendado de 0.2, e com os parâmetros de cálculo definidos anteriormente foi possível traçar os espectros de cálculo elásticos horizontais, ilustrados na Figura 6.19.

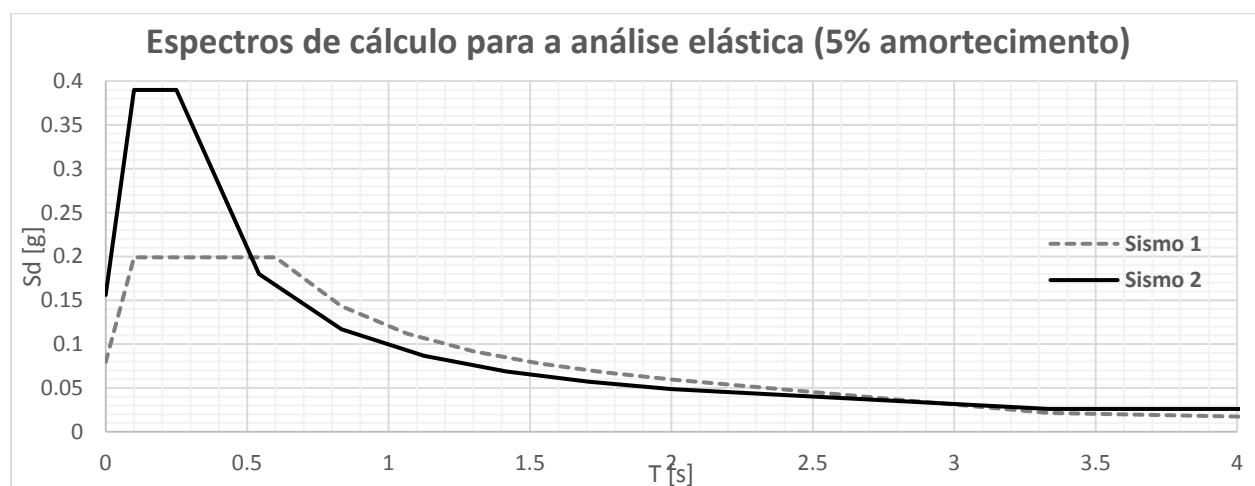


Figura 6.19 – Espectros de cálculo elásticos para a componente horizontal da acção sísmica tipo 1 e tipo 2

7 COMBINAÇÕES DE ACÇÕES

De modo a garantir os requisitos de segurança, de utilização e durabilidade da estrutura, a quantificação e combinação de acções foram efectuadas de acordo com a NP EN1990:2009 – Bases para o projecto de estruturas.

7.1 Valores Reduzidos das Sobrecargas

Os valores reduzidos das sobrecargas são os de acordo com a NP EN 1990:2009 os seguintes:

Tabela 7.1 – Valores reduzidos das sobrecargas

Sobrecargas	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Cobertura	0.0	0.0	0.0
Variação Temperatura	0.6	0.5	0.0
Vento	0.6	0.2	0.0

7.2 Estados Limites Últimos

Os estados limites últimos (E.L.U.) dizem respeito à segurança das pessoas e/ou à segurança da própria estrutura, e estão associados ao colapso ou a outras formas semelhantes de ruína estrutural.

Combinações de acções para a resistência aos estados limites últimos:

Estado Limite Último – Combinação Fundamental:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{Eq. 7.1}$$

Estado Limite Último – Combinação Sísmica:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \text{Eq. 7.2}$$

7.3 Estados Limites de Utilização

Os estados limites de utilização dizem respeito ao funcionamento da estrutura ou dos seus elementos em condições normais de utilização, ao conforto das pessoas e ao "aspecto" da construção, e correspondem às condições para além das quais os requisitos de utilização especificados para uma estrutura ou para um elemento estrutural deixam de ser satisfeitos.

As combinações de acções a ter em conta nas situações de projecto deverão ser adequadas aos requisitos de utilização e aos critérios de desempenho a verificar.

As expressões seguintes definem as combinações de acções para os estados limites de utilização:

Estado Limite de Utilização – Combinação Característica:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{Eq. 7.3}$$

Nota: A combinação característica é normalmente utilizada para os estados limites irreversíveis.

Estado Limite de Utilização – Combinação Frequente:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \text{Eq. 7.4}$$

Nota: A combinação frequente é normalmente utilizada para os estados limites reversíveis.

Estado Limite de Utilização – Combinação quase-permanente:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \text{Eq. 7.5}$$

Nota: A combinação quase-permanente é normalmente utilizada para os efeitos a longo prazo e para o "aspecto" da estrutura.

No pavilhão em estudo considerou-se as combinações característica e frequente (Eq. 7.3 e Eq. 7.4), tendo-se verificado as seguintes condições:

- Pilares Metálicos – $\delta_{\text{máx}} = H/300$
- Travessas – $\delta_{\text{máx}} = L/250$
- Madres – $\delta_{\text{máx}} = L/200$

Na Tabela 7.2 apresenta-se um resumo parcial com as combinações para os estados limites últimos e de utilização, com os respectivos coeficientes parciais de segurança e de combinação.

Tabela 7.2 – Cominações de Acções

	Combinações	Permanentes		Variáveis											
		PP	RCP	Cobertura		Vento ⁽¹⁾		Temperatura				Sismo Tipo1		Sismo Tipo2	
				SC		W		T+		T-		Sismo 1x	Sismo 1y	Sismo 2x	Sismo 2y
		γ_G	γ_G	γ_Q	ψ	γ_Q	ψ	γ_Q	ψ	γ_Q	ψ	γ	γ	γ	γ
Estados Limites Últimos	ELU. SC (T+)	1.35	1.35	1.5	1	0	0.6	1.5	0.6	0	0	-	-	-	-
	ELU. W (T+)	1.35	1.35	1.5	0	1.5	1	1.5	0.6	0	0	-	-	-	-
	ELU. T+	1.35	1.35	1.5	0	1.5	0.6	1.5	1	0	0	-	-	-	-
	ELU. SC (T-)	1.35	1.35	1.5	1	0	0.6	0	0	1.5	0.6	-	-	-	-
	ELU. W (T-)	1.35	1.35	1.5	0	1.5	1	0	0	1.5	0.6	-	-	-	-
	ELU. T-	1.35	1.35	1.5	0	1.5	0.6	0	0	1.5	1	-	-	-	-
	ELU. Sismo1x	1	1	0	0	1	0	1	0	1	0	1	0.3	-	-
	ELU. Sismo1y	1	1	0	0	1	0	1	0	1	0	0.3	1	-	-
	ELU. Sismo2x	1	1	0	0	1	0	1	0	1	0	-	-	1	0.3
	ELU. Sismo2y	1	1	0	0	1	0	1	0	1	0	-	-	0.3	1
Estados Limites de Utilização	CAR. SC (T+)	1	1	1	1	0	0.6	1	0.6	0	0	-	-	-	-
	CAR. W (T+)	1	1	1	0	1	1	1	0.6	0	0	-	-	-	-
	CAR. T+	1	1	1	0	1	0.6	1	1	0	0	-	-	-	-
	CAR. SC (T-)	1	1	1	1	0	0.6	0	0	1	0.6	-	-	-	-
	CAR. W (T-)	1	1	1	0	1	1	0	0	1	0.6	-	-	-	-
	CAR. T-	1	1	1	0	1	0.6	0	0	1	1	-	-	-	-

(1) Nota: A acção do vento foi combinada com o vento proveniente de qualquer direcção.

8 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

8.1 Pórticos (Pilares e Travessas)

O pré-dimensionamento foi realizado a partir do pórtico tipo mais desfavorável com base no seguinte esquema estrutural:

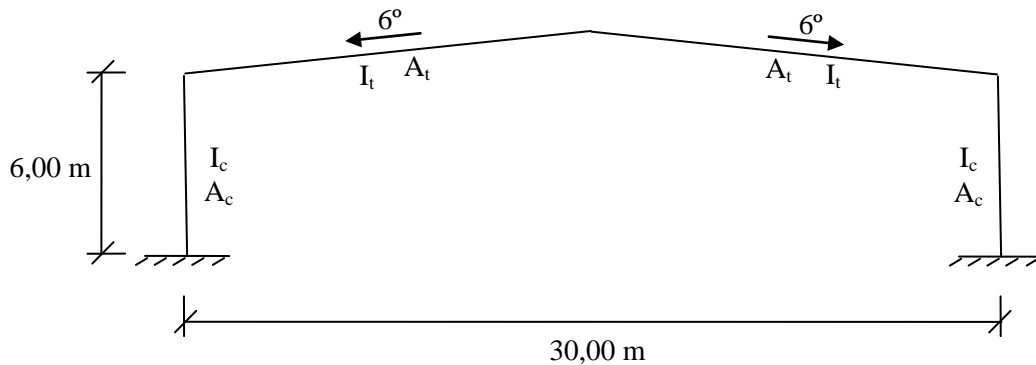


Figura 8.1 – Modelo do pórtico tipo

O estudo foi realizado com base nas combinações mais desfavoráveis definidas na NP 1990 e NP 1991, tendo-se estudado algumas variantes, variando as inércias das colunas e das travessas e recorrendo há determinação dos esforços e deslocamentos do "SAP 2000".

As acções aplicadas no pré-dimensionamento foram as seguintes:

- Restante carga permanente ($0,10 \text{ kN/m}^2$);
- Sobrecarga ($0,40 \text{ kN/m}^2$)
- Acção do vento (W_x, W_{xx}).

a) Estados Limites Últimos

Para a verificação dos estados limites últimos foi utilizada a expressão de dimensionamento de elementos sujeitos a flexão composta com compressão "Colunas-Viga":

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.0 \quad \text{Eq. 8.1}$$

Em que:

$N_{Ed}, M_{y,Ed}$	valores de cálculo do esforço de compressão actuante e do momento máximo actuante no elemento, em relação ao eixo y-y;
$N_{Rk}, M_{y,Rk}$	valores característicos da resistência à compressão e da resistência à flexão no elemento, em relação ao eixo y-y;
χ_y	coeficiente de redução devido à encurvadura por flexão, em relação ao eixo y-y;
χ_{LT}	coeficiente de redução devido à encurvadura lateral;
k_{yy}	factor de interacção.

Com recurso aos ábacos de pré-dimensionamento, elaborados para diferentes comprimentos de encurvadura, foi possível escolher o perfil adequado, com base nos esforços máximos obtidos para as combinações mais desfavoráveis. Para o factor de interacção nesta fase de pré-dimensionamento considerou-se o valor igual a 1,0.

Tabela 8.1 – Esforços máximos de cálculo nos Pilares e Travessas

	$M_{Ed,y,máx} (kN.m)$	$N_{Ed,máx} (kN)$
Pilares	793,68	184,07
Travessas	793,68	91,47

Tabela 8.2 – Comprimentos críticos de encurvadura

	$L_{cr,y} (m)$
Pilares	6,00
Travessas	15,00

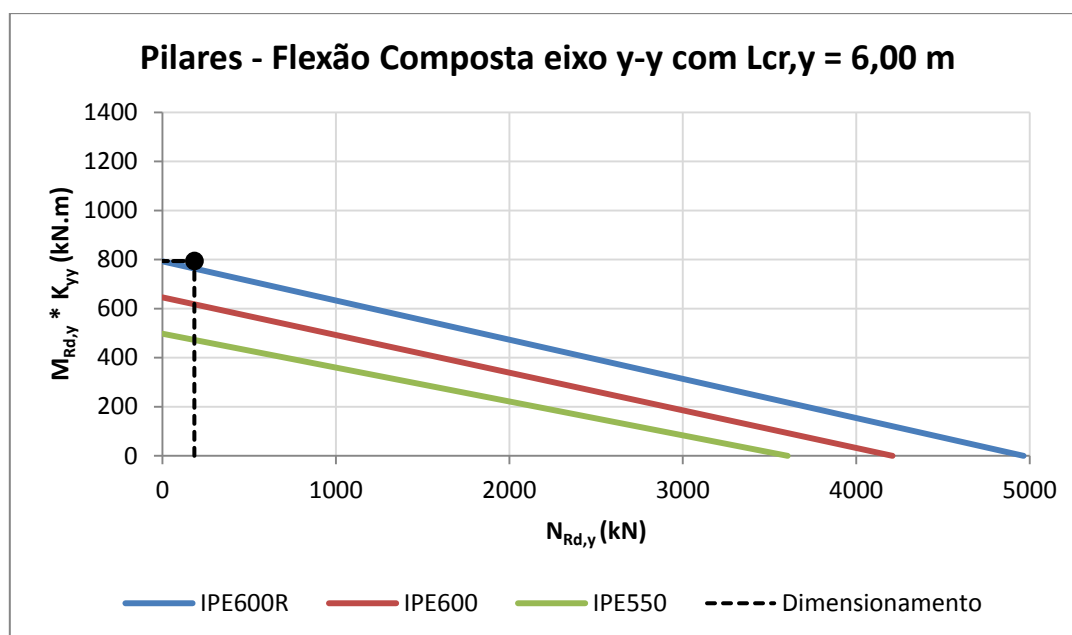


Figura 8.2 – Ábaco de pré-dimensionamento dos pilares

Optou-se para os pilares perfis IPE 600R embora o esforço actuante de cálculo ultrapasse o valor resistente numa pequena percentagem. Ultrapassou-se este problema com a introdução de esquadros rigidificadores pilar-travessa.

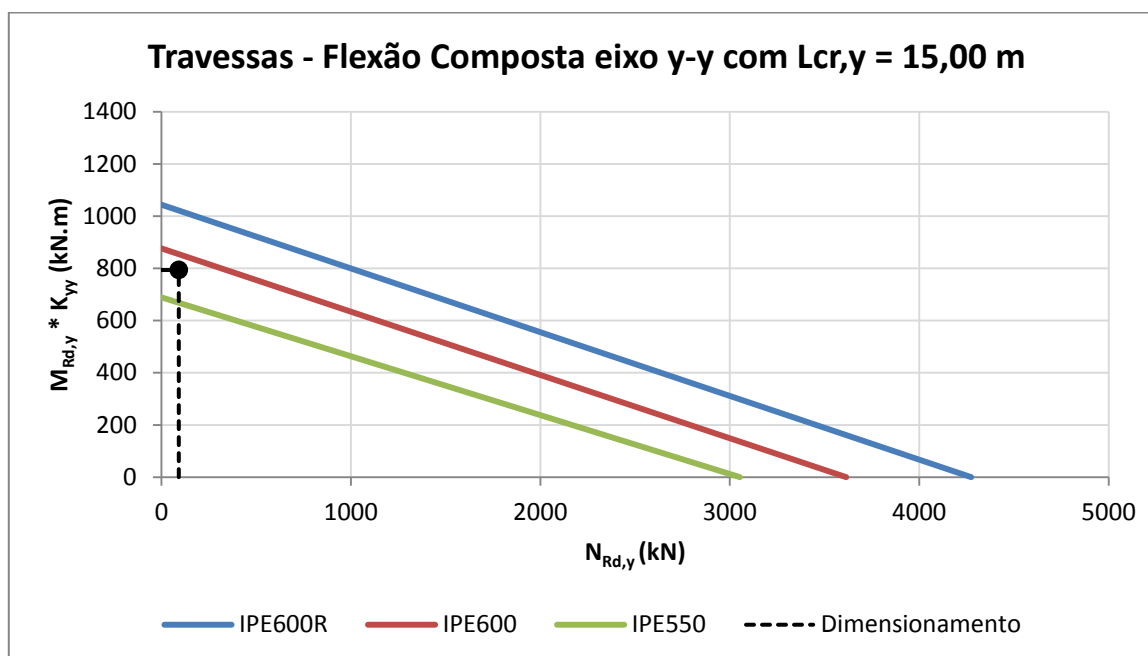


Figura 8.3 – Ábaco de pré-dimensionamento das travessas

Escolheu-se para as travessas perfis IPE 600R embora nestes elementos os esforços actuantes não ultrapassem o valor resistente de perfis IPE600, há que ter em conta o peso próprio dos perfis e das madres de cobertura o que aumentará o momento actuante de cálculo.

Os perfis resultantes dos estudos de pré-dimensionamento apontam para perfis IPE 600R com as seguintes características:

Tabela 8.3 – Características do perfil IPE600 R

A [cm ²]	h [mm]	b [mm]	d [mm]	t_w [mm]	t_f [mm]	r [mm]	i_y [mm]	i_z [mm]
183.9	608	218	514	14	23	24	24.5	4.66
I_{yy} [cm ⁴]	I_{zz} [cm ⁴]	$W_{el,y}$ [cm ³]	$W_{el,z}$ [cm ³]	$W_{pl,y}$ [cm ³]	$W_{pl,z}$ [cm ³]	I_t [cm ⁴]	I_w [cm ⁶]	
110306	3992.8	3628.5	366.31	4174.9	580.18	272.97	3416000	

b) Estados Limites de Utilização

A verificação do estado limite de deformação foi realizado comparando os deslocamentos máximos admissíveis (Travessas – $\delta_v < L/250$; Pilares – $\delta_H < H/300$), com os máximos obtidos no pré-dimensionamento.

Tabela 8.4 – Deslocamentos máximos e admissíveis nos pilares e travessas

	$\delta_{m\acute{a}x}$	δ_{Limite}
Pilares	1,87 cm	2,00 cm
Travessas	14,69 cm	15,00 cm

De referir, porém, que particular atenção foi dada aos deslocamentos horizontais no topo dos pilares, de modo a limitar os deslocamentos máximos admissíveis, recorrendo a travamentos triangulados colocados ao nível da cobertura, pórticos das empenas e pórticos dos alçados laterais.

8.2 Madres de Cobertura e dos Alçados

As madres são elementos compostos treliçados em que se optou para os cordões superiores e inferiores por secções tubulares rectangulares e para as barras interiores perfis UNP.

a) Estados Limites Últimos

Sendo que os elementos compostos treliçados estão predominantemente sujeitos a esforços axiais, o pré-dimensionamento dos cordões superiores e inferiores foi realizado com base na seguinte expressão:

$$N \text{ (Esforço axial)} = \frac{M \text{ (Momento Flector)}}{h \text{ (altura das madres compostas)}} \quad \text{Eq. 8.2}$$

a partir combinação mais desfavorável, através dos ábacos de dimensionamento realizados com base nas expressões de elementos comprimidos da NP EN 1993-1-1.

8.3 Contraventamentos da Cobertura e dos Alçados

Estes elementos são constituídos por secções tubulares laminadas de secção circular sujeitos predominantemente a esforços axiais de tracção e de compressão.

As ligações dos nós nas extremidades são rotuladas. A função principal destes elementos na cobertura passa pela transmissão dos esforços para os pórticos das empenas, garantindo que todo o conjunto estrutural se comporta como uma estrutura com deslocamentos laterais de "pequeno significado".

Os travamentos dos alçados destinam-se também a absorver os esforços horizontais dos outros pórticos não travados, de modo a garantirem deslocamentos horizontais dentro dos limites mínimos regulamentares e "obrigarem" a estrutura a funcionar como estrutura "Non-Sway".

O pré-dimensionamento destes elementos foi realizado com base num modelo tridimensional simples, de modo a que dentro de uma primeira aproximação, se pudessem estimar os esforços máximos axiais para as combinações mais condicionantes, tendo-se recorrido para o dimensionamento a ábacos de pré-dimensionamento baseados nas expressões na NP EN 1993-1-1.

9 ANÁLISE ESTRUTURAL

No dimensionamento de uma estrutura, antes de se proceder à determinação rigorosa da capacidade resistente dos seus elementos, é essencial garantir que os esforços de cálculo são avaliados corretamente, sendo para isso necessário que a análise global da estrutura forneça uma representação fiel do seu comportamento real.

9.1 Análise linear de estruturas

Conhecida como análise elástica de primeira ordem, está relacionada com o comportamento linear. Baseia-se na hipótese de todas as equações serem lineares, o que pressupõe:

- A linearidade física;
- A linearidade geométrica.

A linearidade física traduz-se numa análise elástica, baseada na lei de *Hooke*, em que as relações tensão-extensão do material são lineares em qualquer ponto da estrutura, sendo que para esta condição se verificar é necessário que as tensões instaladas no material sejam inferiores à tensão de cedência do mesmo.

A linearidade geométrica representa uma análise de primeira ordem, onde as equações de equilíbrio são desenvolvidas com base na geometria indeformada da estrutura e em relações cinemáticas lineares, i.e., é válida a "hipótese dos pequenos deslocamentos", em que existe proporcionalidade entre os vários carregamentos aplicados e os consequentes deslocamentos da estrutura.

9.2 Análise não linear de estruturas

A análise linear de estruturas não considera uma série de fenómenos geométricos e físicos, que ganham importância com o aumento do carregamento e deformação da estrutura, pelo que é bastante limitativa. Não permite identificar e considerar fenómenos de instabilidade, dado que estes são de natureza geometricamente não linear, necessitando que as equações de equilíbrio sejam formuladas na posição deformada da estrutura. Não permite, também, mostrar a diminuição da resistência de uma estrutura devido ao regime plástico do material constitutivo.

Assim, os efeitos não lineares estão profundamente ligados às duas hipóteses referidas anteriormente e podem ser classificados como:

- Efeitos fisicamente não lineares (não linearidade material);
- Efeitos de segunda ordem (não linearidade geométrica).

9.2.1 Efeitos fisicamente não lineares

Os efeitos físicos estão relacionados com as propriedades físicas dos materiais utilizados nas estruturas.

A hipótese de não linearidade física admite que a relação tensão-extensão do material é não linear. Esta hipótese ocorre quando as cargas aplicadas à estrutura levam as tensões estabelecidas a atingir a tensão de cedência do material, reduzindo a sua capacidade resistente devido à plastificação do mesmo. Isto é, considera a existência de plastificação de barras da estrutura, formadas através de rótulas plásticas, e consequentemente a existência de redistribuição de esforços para zonas menos solicitadas. Este tipo de análise só é possível ser utilizada se a estrutura for hiperstática, e se possuir elementos cujas secções permitam elevada capacidade de rotação de modo a levarem à formação de rótulas plásticas.

9.2.2 Efeitos de segunda ordem (não linearidade geométrica)

Quando qualquer estrutura é carregada deforma-se, desviando-se da sua posição indeformada. Este desvio leva a que as cargas axiais de compressão atuem segundo posições diferentes daquelas que foram definidas na geometria inicial indeformada da estrutura.

A deformada da estrutura pode assumir dois modos de deformação diferentes, consoante a estrutura se encontre solicitada apenas por cargas verticais (Figura 9.1) ou por cargas verticais e cargas horizontais (Figura 9.2), correspondendo respectivamente a um modo de deformação com deslocamentos simétricos ou a um modo de deformação com deslocamentos laterais.

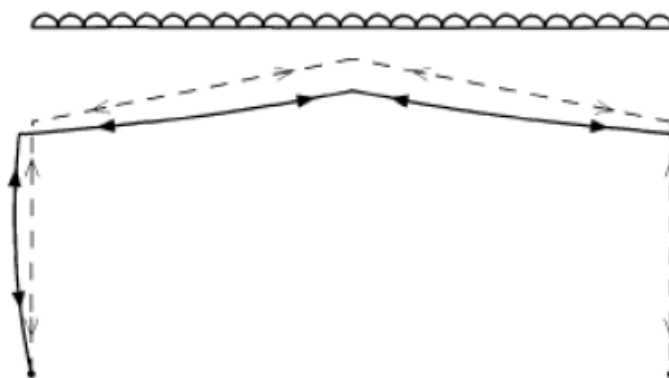


Figura 9.1 – Modo de deformação com deslocamentos simétricos

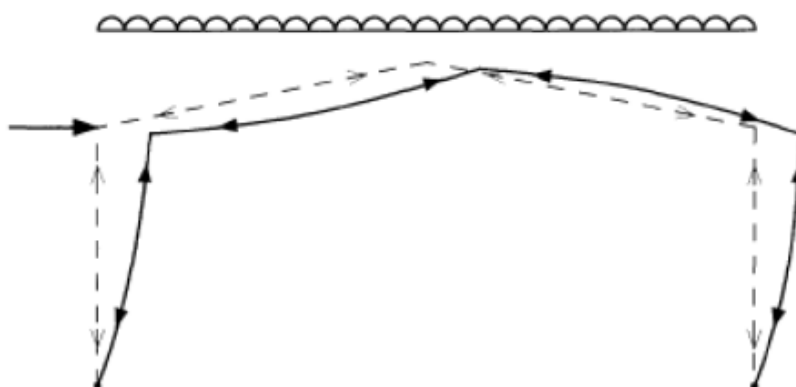


Figura 9.2 – Modo de deformação com deslocamentos laterais

Se o deslocamento em relação à posição inicial indeformada for muito pequeno, o aumento dos esforços de primeira ordem é desprezável, tendo a análise linear precisão suficiente. No entanto, se o deslocamento da estrutura for tal que provoque um aumento significativo dos momentos de primeira ordem, e agrave esse desvio em relação à posição indeformada, a estrutura é classificada como sensível aos efeitos de segunda ordem (efeitos geometricamente não lineares), sendo necessário ter em consideração a não linearidade geométrica, através de uma análise de segunda ordem, onde as equações de equilíbrio são desenvolvidas com base na geometria deformada da estrutura e em relações cinemáticas não lineares.

Conforme se mostra na Figura 9.3 os efeitos de segunda ordem podem ser considerados de dois tipos:

- Efeitos globais ($P-\Delta$) que resultam dos deslocamentos relativos das extremidades dos elementos;
- Efeitos locais ($P-\delta$) que resultam das deformações ao longo do comprimento do elemento.

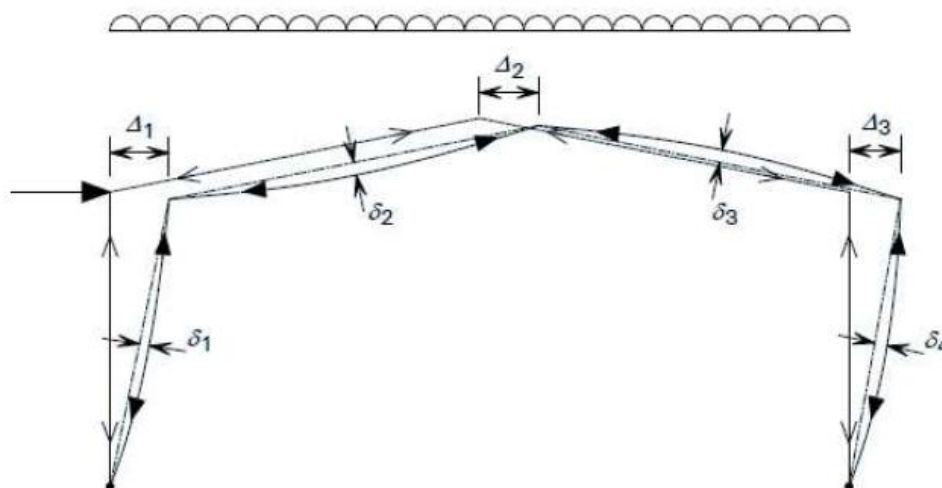


Figura 9.3 – Efeitos de segunda ordem locais e globais num pórtico

Estes efeitos geométricos, que nada têm a ver com a não linearidade dos materiais, são devidos ao deslocamento do pórtico e geram esforços adicionais, que conduzem a uma redução da rigidez da estrutura, relativamente à determinada na análise de primeira ordem.

9.3 Consideração dos efeitos de segunda ordem na análise global

Os efeitos de segunda ordem globais devem ser tomados em consideração através de uma análise de segunda ordem, se aumentarem de forma significativa os esforços, ou se modificarem o comportamento estrutural.

O EC3 preconiza que os valores de cálculo dos esforços devem incorporar apenas os efeitos de segunda ordem do tipo $P-\Delta$, na medida em que os efeitos $P-\delta$ estão incorporados nas respectivas expressões de dimensionamento a utilizar posteriormente na verificação da resistência das barras comprimidas.

Relativamente à necessidade de incorporar os efeitos $P-\Delta$, o EC3-1-1 estipula que:

Não é necessário contabilizar os efeitos P- Δ em pórticos não contraventados nos quais se verifiquem os seguintes valores da relação $\alpha_{cr} = F_{cr} / F_{Ed}$

$$a) \quad \alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \text{ (em análise elástica);}$$

$$b) \quad \alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \text{ (em análise plástica).}$$

Em que:

α_{cr}	factor pelo qual as acções de cálculo têm de ser multiplicadas para provocar a instabilidade elástica num modo global;
F_{Ed}	valor de cálculo do carregamento da estrutura (totalidade das forças verticais actuantes, varia com a combinação de acções considerada);
F_{cr}	valor crítico do carregamento associado à instabilidade elástica num modo global com deslocamentos laterais, determinado com base nos valores de rigidez iniciais.

Se os efeitos de segunda ordem globais forem significativos, a contabilização dos efeitos P- Δ "pórticos sensíveis a efeitos de 2ª ordem", pode ser feita:

- i. Diretamente, através de uma análise de 2ª ordem (elástica ou plástica), que incorpore apenas os efeitos P- Δ (análise de segunda ordem avançada).

Estas análises são normalmente efetuadas através do método dos elementos finitos, recorrendo a programas de cálculo automático, através de uma análise não linear geométrica, por procedimentos sequenciais ou iterativos, em que as equações de equilíbrio são escritas na configuração deformada "instantânea" do pórtico, que varia à medida que as cargas vão sendo aplicadas, contabilizando a variação de esforços axiais actuantes com o aumento do carregamento.

Sendo as imperfeições iniciais incluídas neste tipo de análise, para além da contabilização dos efeitos globais P- Δ , os efeitos locais P- δ poderão também ser adequadamente contabilizados.

- ii. Indirectamente, através da modificação dos resultados de uma análise de 1ª ordem (elástica ou plástica), que impõe, a incorporação de uma "imperfeição geométrica global" (falta de verticalidade das colunas), directamente ou através de um conjunto de forças horizontais auto-equilibradas equivalente.

Este tipo de análise implica efetuar uma análise de primeira ordem com adequada amplificação de forças horizontais H_{Ed} (por exemplo as devidas ao vento) e ainda das forças horizontais equivalentes às imperfeições $H_{eq} = V_{Ed}\phi$. Só é possível recorrer a este método em estruturas porticadas regulares com $\alpha_{cr} \geq 3,0$ onde o primeiro modo de instabilidade seja predominante. A amplificação é efetuada através do seguinte fator:

$$\frac{1}{1 - (1 / \alpha_{cr})}$$

9.4 Consideração das imperfeições na análise

9.4.1 Consideração das imperfeições globais (do pórtico)

Segundo o EC3, em pórticos suscetíveis de se instabilizarem segundo um modo com deslocamentos laterais, o efeito das imperfeições globais deverá ser incorporado através de uma imperfeição global geométrica equivalente simulada de duas formas possíveis:

- através de uma inclinação lateral inicial das colunas do pórtico (desvio de verticalidade dos pilares do pórtico);
- ou recorrendo a um sistema de forças horizontais equivalentes.

A imperfeição global em pórticos de edifícios pode ser ignorada quando se verifica a seguinte condição:

$$H_{Ed} \geq 0,15 V_{Ed} \quad \text{Eq. 9.1}$$

Em que:

H_{Ed} valor de cálculo da ação horizontal total na base do piso, incluindo as forças horizontais equivalentes transmitidas pelo piso;

V_{Ed} valor de cálculo da ação vertical total na base do piso.

Desvio de verticalidade dos pilares do pórtico

O EC3-1-1 preconiza a incorporação na análise global do pórtico de uma inclinação inicial ϕ de todas as colunas do pórtico no sentido mais desfavorável (isto é, no sentido dos deslocamentos horizontais provocados pelas forças aplicadas). Adoptar um único valor de ϕ para todo o pórtico corresponde a considerar uma “imperfeição média” em todas as colunas, isto é, uma “imperfeição equivalente”.

Em pórticos contraventados lateralmente, isto é, pórticos com os deslocamentos laterais impedidos não faz qualquer sentido falar deste tipo de imperfeição geométrica.

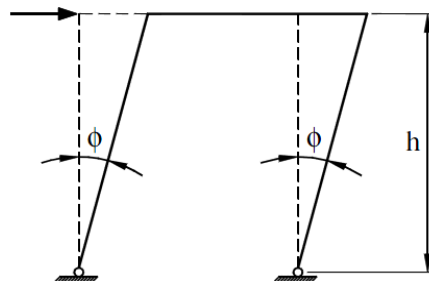


Figura 9.4 – Imperfeições globais equivalentes (desvio da verticalidade dos pilares)

O desvio de verticalidade dos pilares conforme se mostra na Figura 9.4, que simula a imperfeição geométrica equivalente global, pode ser obtido da seguinte forma:

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m \quad \text{Eq. 9.2}$$

Em que:

ϕ_0 valor base definido por: $\phi_0 = 1/200$;

α_h coeficiente de redução calculado em função da altura h :

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \quad \text{mas} \quad \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0;$$

h altura da estrutura em metros;

α_m coeficiente de redução associado ao número de pilares: $\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)}$;

m m é o número de pilares que estão submetidos a um esforço axial N_{Ed} superior a 50% do valor médio dos esforços normais actuantes em todos os pilares do pórtico.

Sistema de forças horizontais equivalentes (Imperfeições globais)

Para evitar a necessidade de ter de analisar um pórtico com uma "geometria distorcida" (não ortogonal), o EC3 permite que se substituam as inclinações iniciais ϕ por um sistema de forças horizontais equivalentes, o qual é obrigatoriamente auto-equilibrado.

A Figura 9.5 mostra o conceito em que se baseia a determinação das forças horizontais em que em cada pilar (barra comprimida) se substitui a inclinação inicial ϕ (imperfeição geométrica), por um binário de forças horizontais de valor ϕN_{Ed} , onde N_{Ed} é o valor do esforço normal que actua no pilar. Este binário de forças horizontais é equivalente à inclinação inicial, no sentido em que provoca no pilar (indeformado) os mesmos diagramas de esforços transversos e momentos flectores.

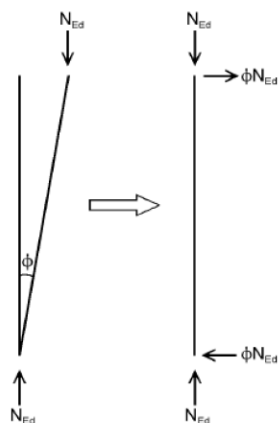


Figura 9.5 – Substituição das imperfeições globais por forças horizontais equivalentes

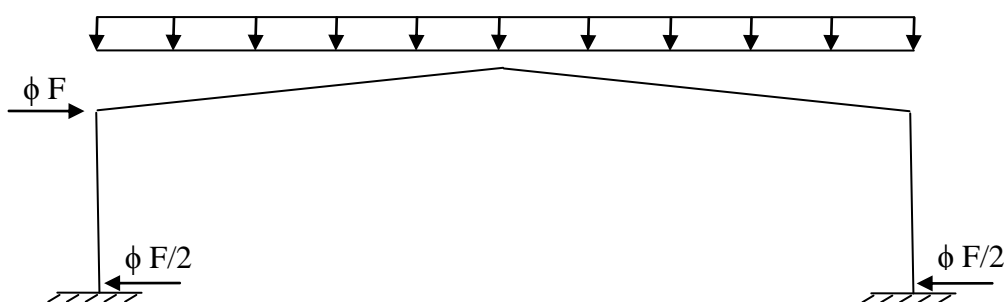


Figura 9.6 – Sistema de forças horizontais equivalentes num pórtico

É importante referir que na base das colunas inferiores do pórtico, as forças horizontais equivalentes devem ser aplicadas "acima dos apoios", por forma a que afectem os diagramas de esforços transversos e momentos flectores dos pilares, mas não alterem os valores das

reações horizontais nos apoios (estas devem ser apenas devidas às forças horizontais efectivamente aplicadas).

9.4.2 Consideração das imperfeições locais

Segundo o EC3 o efeito das imperfeições locais deve ser tido em consideração na análise estrutural, através de uma deformada inicial dos elementos ou recorrendo a um sistema de forças transversais equivalentes (carga uniformemente distribuída e reações de apoio), as quais introduzem na barra os efeitos de 2ª ordem associados à instabilidade por flexão.

No entanto, poderá desprezar-se o efeito das imperfeições locais na análise estrutural, no caso dos elementos serem posteriormente sujeitos a uma verificação de estabilidade, com base nas verificações de segurança da cláusula 6.3 da NP EN 1993-1-1. Neste caso, a influência das imperfeições locais já está incorporada nos modelos de cálculo adoptados, isto é, nas curvas de dimensionamento das colunas e vigas e/ou nos factores das equações de interacção das vigas-coluna.

9.5 Quantificação do parâmetro de carga crítica

A determinação de α_{cr} , isto é, de F_{cr} "valor crítico do perfil de carregamento" requer que se efectue uma análise de estabilidade do pórtico, tarefa que pode ser realizada:

- (i) exactamente, através de um procedimento válido para qualquer pórtico;
- (ii) ou aproximadamente, através de procedimentos que só são válidos para pórticos com determinadas características.

O valor de F_{cr} (α_{cr}) diz sempre respeito a um modo de instabilidade com deslocamentos laterais (MCDL ou "Sway Buckling Mode") devido a um dado "perfil" de esforços normais actuante no pórtico.

É de referir também que o valor de F_{cr} (α_{cr}) permanece praticamente inalterado quando se varia a "distribuição" dos esforços normais que actuam nos pilares do pórtico, desde que a sua soma permaneça constante.

O modo crítico de instabilidade envolve sempre deslocamentos laterais dos pisos/nós. Por esse motivo uma forma de aumentar a carga crítica do pórtico consiste em impedir, total ou parcialmente esses deslocamentos laterais por meio de contraventamentos.

Num pórtico totalmente contraventado não existem efeitos de segunda ordem globais, pelo que $\alpha_{cr} = \infty$.

Para uma dada combinação de acções a carga crítica de um pórtico pode ser obtida através de um programa de cálculo ou recorrendo a métodos aproximados.

9.5.1 Método simplificado proposto pelo EC3-1-1 (Método de Horne)

A carga crítica de um pórtico pode ser obtida pelo Método de Horne, proposto pela NP EN 1993-1-1, caso satisfaça os seguintes requisitos:

- as travessas inclinadas da estrutura possuírem declives pouco acentuados (não superiores a 26°)
- a compressão axial nas vigas ou travessas não ser significativa $\left(\bar{\lambda} \geq 0,3 \sqrt{\frac{A f_y}{N_{Ed}}} \right)$

De forma simplificada pode expressar-se a limitação do esforço axial, dizendo que este não é significativo se se cumprir a seguinte condição: $(N_{Ed} \leq 0,09 N_{cr})$.

Nestas condições a carga crítica correspondente ao modo de instabilidade com deslocamentos laterais pode ser obtida:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \left(\frac{h_i}{\delta_{H,Ed}} \right) \quad \text{Eq. 9.3}$$

De outro modo:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{\delta_{H,Ed}} \right) \left(\frac{h_i}{V_{Ed}} \right) = k \left(\frac{h_i}{V_{Ed}} \right) \quad \text{Eq. 9.4}$$

Em que:

H_{Ed}	valor de cálculo da carga horizontal total na base do pórtico;
V_{Ed}	valor de cálculo da carga vertical total transmitida pelo piso na base do pórtico;
$\delta_{H,Ed}$	deslocamento horizontal relativo entre o topo e a base de um pórtico, devido aos valores de cálculo das acções horizontais e das cargas horizontais fictícias;
h_i	Altura do pórtico (pilar);

k Rigidez lateral do pórtico.

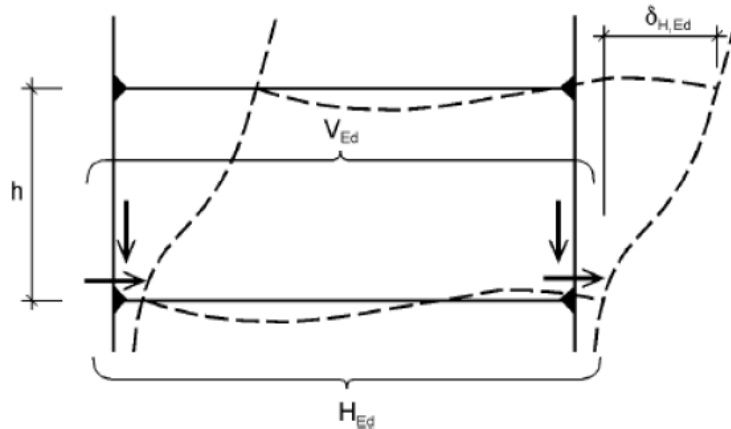


Figura 9.7 – Notações para o modo de encurvadura no cálculo de α_{cr}

O método de Horne não considera o efeito da presença de esforços de compressão nas vigas. Por esse motivo quando esses esforços forem significativos o método não deve ser aplicado, dado que fornece estimativas de α_{cr} muito pouco precisas (contra a segurança).

Na prática, a carga axial sobre as travessas da maioria dos pórticos poderá ser significativa, pelo que não se poderá utilizar a expressão proposta pela NP EN 1993-1-1.

9.5.2 Método alternativo proposto por Lim

Para pórticos onde a compressão axial nas vigas ou travessas é significativa ($N_{Ed} > 0,09 N_{cr}$), Lim (2005) [23] fornece um método simplificado alternativo, para definir a estabilidade do pórtico, através do parâmetro $\alpha_{cr,est}$. Segundo Lim (2005) este método é conservativo em muitas situações.

A carga crítica correspondente ao modo de instabilidade com deslocamentos laterais pode ser obtida:

$$\alpha_{cr,est} = 0,8 \left\{ 1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{cr,R}} \right)_{máx} \right\} \alpha_{cr} \quad \text{Eq. 9.5}$$

Onde:

$$\alpha_{cr} = \frac{h}{200\delta_{NHF}} \quad \text{Eq. 9.6}$$

$$N_{cr,R} = \frac{\pi^2 EI_r}{L^2} \quad \text{Eq. 9.7}$$

Em que:

δ_{NHF} deslocamento no topo de cada pilar quando o pórtico é sujeito uma força fictícia H_{NHF} ;

H_{NHF} força fictícia usada para determinar a rigidez do pórtico, $H_{NHF} = (1/200)V_{Ed}$;

N_{Ed} valor da força máxima axial nas travessas no Estado Limite Ultimo;

$N_{cr,R}$ carga crítica de encurvadura elástica da travessa para o vão definido pelas duas travessas (assumidas fixas nos apoios);

I_r momento de inércia da travessa no plano do pórtico;

L comprimento compreendido pelas travessas inclinadas entre pilares, definido por: vão/cos θ (sendo θ a inclinação das travessas);

h altura do pilar.

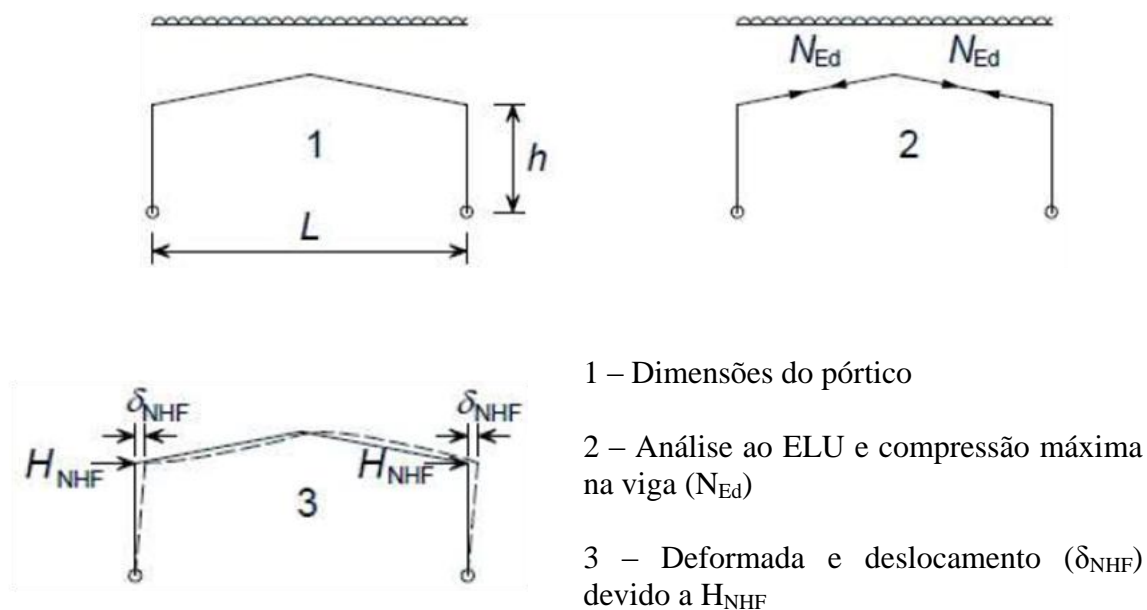


Figura 9.8 – Cálculo do parâmetro α_{cr} pelo método proposto por Lim

Na aplicação deste método deve ter-se em atenção as seguintes condicionantes:

- As forças H_{NHF} são sempre determinadas com 1/200 da reacção vertical na base do pilar. Ou seja, em combinações onde esteja presente a acção do vento, H_{NHF} devem ser calculadas apenas com 1/200 da reacção do respectivo pilar;
- O parâmetro δ_{NHF} é determinado apenas com as forças H_{NHF} aplicadas no pórtico;
- O valor de α_{cr} é o mais baixo obtido para qualquer pilar, sendo este o representativo do pórtico.

10 CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO

10.1 Elementos Metálicos

A verificação da segurança da Estrutura Metálica (Secções e Elementos) foi realizada com recurso a uma folha de cálculo em *Excel* (*) e a outros *softwares* (**) cujos resultados acompanham o presente projecto.

(*) – desenvolvida para o efeito no presente projecto com base nas expressões da norma NP EN 1993-1-1:2010;

(**) – "*SemiComp+*", "*GaLa Reinforcement*", "*SAP2000*", "*Robot Structural Analysis Reinforcement*".

Os coeficientes parciais de segurança adoptados são os indicados na Tabela 10.1:

Tabela 10.1 – Valores dos coeficientes parciais de segurança para a resistência de secções e de elementos

<i>Sigla</i>	<i>Descrição</i>	<i>Valor</i>
γ_{M0}	Coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe.	1,0
γ_{M1}	Coeficiente parcial de segurança para a resistência de elementos em relação a fenómenos de encurvadura, avaliada através de verificações individuais de cada elemento.	1,0
γ_{M2}	Coeficiente parcial de segurança para a resistência à rotura de secções transversais traccionadas em zonas com furos de ligação.	1,25

As propriedades mecânicas dos aços e as características de resistência são as indicadas na Tabela 10.2:

Tabela 10.2 – Características de resistência dos aços

<i>Sigla</i>	<i>Descrição</i>
f_y	Tensão de cedência.
f_u	Tensão última ou de ruptura.

10.1.1 Resistência das Secções Transversais

Tabela 10.3 – Verificação da resistência de secções transversais ao esforço Axial de Tracção

<i>Esforço Axial de Tracção ($N > 0$)</i>		
$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad N_{t,Rd} = \min \{ N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}; N_{net,Rd} \}$		
<i>Tipo de Secção</i>		
<i>Bruta</i>	<i>Útil</i>	
	<i>Zona c/ furos</i>	<i>Zona c/ furos (ligações categoria c)</i>
$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$	$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$	$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}}$

Em que:

N_{Ed}	valor de cálculo do esforço normal actuante;
$N_{t,Rd}$	valor de cálculo do esforço normal resistente de tracção;
$N_{pl,Rd}$	valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da secção bruta;
$N_{u,Rd}$	valor de cálculo do esforço normal resistente último da secção útil na zona com furos de ligação;
$N_{net,Rd}$	valor de cálculo do esforço normal resistente plástico de tracção da secção transversal útil;
A_{net}	área útil da secção transversal;
A	área da secção transversal.

Tabela 10.4 – Verificação da resistência de secções transversais ao Esforço Axial de Compressão

Esforço Axial de Compressão ($N < 0$)	
$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$	
Classe da secção	
Classe 1,2 ou 3	Classe 4
$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$	$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \times f_y}{\gamma_{M0}}$

Em que:

N_{Ed}	valor de cálculo do esforço normal actuante;
$N_{c,Rd}$	valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão de uma secção transversal;
A	área da secção transversal;
A_{eff}	área efectiva da secção transversal.

Tabela 10.5 – Verificação da resistência de secções transversais à Flexão Simples

Momento Flector (M)		
$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$		
Classe da secção		
Classes 1 ou 2	Classe 3	Classe 4
$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$	$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \times f_y}{\gamma_{M0}}$	$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \times f_y}{\gamma_{M0}}$

Em que:

M_{Ed}	valor de cálculo do momento flector actuante;
$M_{c,Rd}$	valor de cálculo do momento flector resistente em relação a um eixo principal da secção transversal;
$M_{pl,Rd}$	valor de cálculo do momento flector resistente plástico em relação a um eixo principal da secção transversal;
$M_{el,Rd}$	valor de cálculo do momento flector resistente elástico em relação a um eixo principal da secção transversal;
W_{pl}	módulo de flexão plástico da secção transversal;
$W_{el,min}$	módulo de flexão elástico mínimo da secção transversal;
$W_{eff,min}$	módulo de flexão mínimo da secção transversal efectiva.

Tabela 10.6 – Verificação da resistência de secções transversais ao Esforço Transverso

<i>Esforço Transverso (V)</i>
$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$
$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$

Em que:

V_{Ed}	valor de cálculo do esforço transverso actuante;
$V_{c,Rd}$	valor de cálculo do esforço transverso resistente;
$V_{pl,Rd}$	valor de cálculo do esforço transverso resistente plástico;
A_v	área de corte resistente ao esforço transverso.

Tabela 10.7 – Verificação da resistência de secções transversais à Flexão com Esforço Transverso

Flexão com Esforço Transverso (M+V)		
$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$		
Classe da secção	$V_{Ed} \leq 0.5 \times V_{pl,Rd}$ (Desprezar V_{Ed})	$V_{Ed} > 0.5 \times V_{pl,Rd}$ (Contabilizar o efeito de V_{Ed})
Classes 1 ou 2	$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$	$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times (1 - \rho) \times f_y}{\gamma_{M0}}$
Classe 3	$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \times f_y}{\gamma_{M0}}$	$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \times (1 - \rho) \times f_y}{\gamma_{M0}}$
Classe 4	$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \times f_y}{\gamma_{M0}}$	$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \times (1 - \rho) \times f_y}{\gamma_{M0}}$ $\rho = \left(\frac{2 \times V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$

Em que:

M_{Ed}	valor de cálculo do momento flector actuante;
$M_{c,Rd}$	valor de cálculo do momento flector resistente em relação a um eixo principal da secção transversal;
V_{Ed}	valor de cálculo do esforço transverso actuante;
$V_{pl,Rd}$	valor de cálculo do esforço transverso resistente plástico;
$M_{pl,Rd}$	valor de cálculo do momento flector resistente plástico em relação a um eixo principal da secção transversal;
$M_{el,Rd}$	valor de cálculo do momento flector resistente elástico em relação a um eixo principal da secção transversal;
W_{pl}	módulo de flexão plástico da secção transversal;
$W_{el,min}$	módulo de flexão elástico mínimo da secção transversal;
$W_{eff,min}$	módulo de flexão mínimo da secção transversal efectiva;

ρ coeficiente de redução dos valores de cálculo dos momentos flectores resistentes, tendo em conta a interacção com os esforços transversos.

Tabela 10.8 – Verificação da resistência de secções transversais à Flexão Composta (Momento Flector com presença de Esforço Normal)

Flexão Composta (M+N)		
$\frac{M_{Ed}}{M_{N,Rd}} \leq 1,0$		
<i>Secções Classe 1 ou 2</i>		
$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$ $a = \frac{(A - 2 \times b \times t_f)}{A}, a \leq 0.5$		
Em relação ao eixo y-y	$N_{Ed} \leq 0.25 \times N_{pl,Rd}$	Sim $M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd}$
	$N_{Ed} \leq \frac{0.5 \times h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}}$	Não $M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{1-n}{1-0.5 \times a}; M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$
Em relação ao eixo z-z	$N_{Ed} \leq \frac{h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}}$	Sim $M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$
		Não $M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}, n \leq a$ $M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right], n > a$

Em que:

M_{Ed} valor de cálculo do momento flector actuante;

$M_{N,Rd}$ valores de cálculo dos momentos flectores resistentes reduzidos pela interacção com o esforço normal;

N_{Ed} valor de cálculo do esforço normal actuante;

$N_{pl,Rd}$	valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da secção bruta;
A	área da secção transversal;
b	largura da secção transversal;
t_f	espessura do banzo;
h_w	espessura da alma;
t_w	altura da alma;
$M_{N,y,Rd}$	valor de cálculo do momentos flector resistente reduzido pela interacção com o esforço normal em relação ao eixo y-y;
$M_{N,z,Rd}$	valor de cálculo do momentos flector resistente reduzido pela interacção com o esforço normal em relação ao eixo z-z;
$M_{pl,y,Rd}$	valor de cálculo do momento flector resistente plástico em relação ao eixo y-y;
$M_{pl,z,Rd}$	valor de cálculo do momento flector resistente plástico em relação ao eixo z-z.

Tabela 10.9 – Verificação da resistência de secções transversais à Flexão Composta com Esforço Transverso (Momento Flector + Esforço Normal + Esforço Transverso)

<i>Flexão Composta com Esforço Transverso (N+M+V)</i>		
$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$		
<i>Classe da secção</i>	$V_{Ed} \leq 0.5 \times V_{pl,Rd}$ (Desprezar a interacção)	$V_{Ed} > 0.5 \times V_{pl,Rd}$ (Contabilizar a interacção)
<i>Classes 1 ou 2</i>	$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$	$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times (1 - \rho) \times f_y}{\gamma_{M0}}$
<i>Classe 3</i>	$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \times f_y}{\gamma_{M0}}$	$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \times (1 - \rho) \times f_y}{\gamma_{M0}}$
<i>Classe 4</i>	$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \times f_y}{\gamma_{M0}}$	$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \times (1 - \rho) \times f_y}{\gamma_{M0}}$ $\rho = \left(\frac{2 \times V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$

Em que:

M_{Ed}	valor de cálculo do momento flector actuante;
$M_{c,Rd}$	valor de cálculo do momento flector resistente em relação a um eixo principal da secção transversal;
V_{Ed}	valor de cálculo do esforço transversal actuante;
$V_{pl,Rd}$	valor de cálculo do esforço transversal resistente plástico;
$M_{pl,Rd}$	valor de cálculo do momento flector resistente plástico em relação a um eixo principal da secção transversal;
$M_{el,Rd}$	valor de cálculo do momento flector resistente elástico em relação a um eixo principal da secção transversal;
W_{pl}	módulo de flexão plástico da secção transversal;
$W_{el,min}$	módulo de flexão elástico mínimo da secção transversal;
$W_{eff,min}$	módulo de flexão mínimo da secção transversal efectiva;
ρ	coeficiente de redução dos valores de cálculo dos momentos flectores resistentes, tendo em conta a interacção com os esforços transversos.

Tabela 10.10 – Verificação da resistência de secções transversais à Flexão Desviada com Esforço Normal
(Momentos Flectores em relação ao eixo y-y e eixo z-z + Esforço Normal)

Flexão Desviada com Esforço Normal ($M_y + M_z + N$)	
$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1$	
<p>Secções em I ou H : $\alpha = 2$; $\beta = 5n$ mas $\beta \geq 1$</p> <p>Secções rectangulares tubulares: $\alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13 \cdot n^2}$ mas $\alpha = \beta \leq 6$</p>	
$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$	$a = \frac{(A - 2 \times b \times t_f)}{A}, a \leq 0.5$
$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{1-n}{1-0.5 \times a}; M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$	
$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}, n \leq a$	
$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right], n > a$	

Em que:

$M_{y,Ed}$	valor de cálculo do momento flector actuante;
$M_{z,Ed}$	valores de cálculo dos momentos flectores resistentes, reduzidos pela interacção com o esforço normal;
N_{Ed}	valor de cálculo do esforço normal actuante;
$N_{pl,Rd}$	valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da secção bruta;
$M_{N,y,Rd}$	valor de cálculo do momentos flector resistente reduzido pela interacção com o esforço normal em relação ao eixo y-y;
$M_{N,z,Rd}$	valor de cálculo do momentos flector resistente reduzido pela interacção com o esforço normal em relação ao eixo z-z;
$M_{pl,y,Rd}$	valor de cálculo do momento flector resistente plástico em relação ao eixo y-y;
$M_{pl,z,Rd}$	valor de cálculo do momento flector resistente plástico em relação ao eixo z-z;

- α parâmetro para tomar em consideração o efeito de flexão desviada;
- β parâmetro para ter em consideração o efeito de flexão desviada.

Tabela 10.11 – Verificação da resistência de secções transversais à Flexão Desviada (Momentos Flectores em relação ao eixo y-y e eixo z-z)

Flexão Desviada (My+Mz)	
$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^{\beta} \leq 1$	
<p><i>Secções em I ou H</i> : $\alpha = 2$; $\beta = 5n$ mas $\beta \geq 1$</p> <p><i>Secções rectangulares tubulares</i>: $\alpha = \beta = \frac{1,66}{1-1,13 \cdot n^2}$ mas $\alpha = \beta \leq 6$</p>	
$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \Rightarrow N_{Ed} = 0 \Rightarrow n = 0$	
$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd}$	
$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$	

Em que:

- $M_{y,Ed}$ valor de cálculo do momento flector actuante;
- $M_{z,Ed}$ valores de cálculo dos momentos flectores resistentes reduzidos pela interacção com o esforço normal;
- N_{Ed} valor de cálculo do esforço normal actuante;
- $N_{pl,Rd}$ valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da secção bruta;
- $M_{N,y,Rd}$ valor de cálculo do momentos flector resistente reduzido pela interacção com o esforço normal em relação ao eixo y-y;
- $M_{N,z,Rd}$ valor de cálculo do momentos flector resistente reduzido pela interacção com o esforço normal em relação ao eixo z-z;
- $M_{pl,y,Rd}$ valor de cálculo do momento flector resistente plástico em relação ao eixo y-y;
- $M_{pl,z,Rd}$ valor de cálculo do momento flector resistente plástico em relação ao eixo z-z;

- α parâmetro para tomar em consideração o efeito de flexão desviada;
- β parâmetro para ter em consideração o efeito de flexão desviada.

10.1.2 Resistência de Elementos à Encurvadura

Tabela 10.12 – Verificação da resistência à encurvadura de Elementos comprimidos - Colunas

Encurvadura de Elementos comprimidos (N)	
$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$	
$\bar{\lambda} \leq 2.0 \quad \text{ou} \quad \frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0.04$	
<p><i>Sim</i></p> <p><i>(Os efeitos de encurvadura podem ser ignorados)</i></p> <p><i>Sendo apenas efectuadas as verificações de resistência das secções transversais</i></p>	<p><i>Não</i></p> <p><i>(É necessário verificar a segurança á encurvadura por compressão)</i></p> <p>$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{classes 1, 2 e 3}$ $N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A_{eff} \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{classe 4}$ </p>

Em que:

- N_{Ed} valor de cálculo do esforço normal actuante;
- $N_{b,Rd}$ valor de cálculo do esforço normal resistente à encurvadura de um elemento comprimido;
- N_{cr} valor crítico do esforço normal para o modo de encurvadura elástica considerado, determinado com base nas propriedades da secção transversal bruta;
- $\bar{\lambda}$ Esbelteza normalizada;
- χ coeficiente de redução associado ao modo de encurvadura considerado;
- A área da secção transversal;
- A_{eff} área efectiva da secção transversal.

Tabela 10.13 – Verificação da resistência à encurvadura de Elementos solicitados à Flexão - Vigas

Encurvadura de Elementos em Flexão (M)	
$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$	
$\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{LT,0} \quad \text{ou} \quad \frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}^2 \quad ; \quad \bar{\lambda}_{LT,0} = 0.4 \text{ (valor máximo)}$	
<p>Sim</p> <p>(Os efeitos de encurvadura lateral podem ser ignorados)</p> <p>Sendo apenas efectuadas as verificações de resistência das secções transversais</p>	<p>Não</p> <p>(É necessário verificar a segurança á encurvadura por flexão)</p> $M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times W_y \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$ <p>$W_y = W_{pl,y}$ classes 1 ou 2</p> <p>$W_y = W_{el,y}$ classe 3</p> <p>$W_y = W_{eff,y}$ classe 4</p>

Em que:

M_{Ed}	valor de cálculo do momento flector actuante;
$M_{b,Rd}$	valor de cálculo do momento flector resistente à encurvadura lateral (em vigas por flexão-torção);
M_{cr}	momento crítico elástico de encurvadura lateral;
$\bar{\lambda}_{LT}$	esbelteza normalizada para a encurvadura lateral;
$\bar{\lambda}_{LT,0}$	comprimento do patamar das curvas de dimensionamento à encurvadura lateral de vigas constituídas por perfis laminados e soldados equivalentes;
χ_{LT}	coeficiente de redução para a encurvadura lateral;
$W_{pl,y}$	módulo de flexão plástico da secção transversal em relação ao eixo y-y;
$W_{el,y}$	módulo de flexão elástico da secção transversal em relação ao eixo y-y;
$W_{eff,y}$	módulo de flexão da secção transversal efectiva em relação ao eixo y-y.

Tabela 10.14 – Verificação da resistência à encurvadura de Elementos solicitados à flexão Composta Desviada com Esforço Normal de compressão – Colunas-Viga

Encurvadura de Elementos solicitados à Flexão Composta com compressão (M+N)	
$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} \leq 1.0$	
$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} \leq 1.0$	

Em que:

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$	valores de cálculo do esforço de compressão actuante e dos momentos máximos actuantes no elemento respectivamente, em relação aos eixos y-y e z-z;
N_{Rk} , $M_{y,Rk}$ e $M_{z,Rk}$	valores característicos da resistência à compressão e da resistência à flexão no elemento respectivamente, em relação aos eixos y-y e z-z;
$\Delta M_{y,Ed}$ e $\Delta M_{z,Ed}$	momentos devidos ao deslocamento do eixo neutro para as secções da Classe 4;
χ_y e χ_z	coeficientes de redução devidos à encurvadura por flexão;
χ_{LT}	coeficiente de redução devido à encurvadura lateral;
K_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz}	factores de interacção.

Tabela 10.15 – Verificação da resistência à encurvadura de elementos solicitados à Flexão Composta Desviada com Esforço Normal de Tracção

Encurvadura de Elementos solicitados à Flexão Composta com Tracção (M+N)	
$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1.0$	

Em que:

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$	valores de cálculo do esforço de compressão actuante e dos momentos máximos actuantes no elemento respectivamente, em relação aos eixos y-y e z-z;
------------------------------------	--

N_{Rd} , $M_{y,Rd}$ e $M_{z,Rd}$ valores de cálculo do esforço de compressão resistente e dos momentos máximos resistentes no elemento respectivamente, em relação aos eixos y-y e z-z.

10.1.3 Ligações Metálicas

As ligações entre elementos metálicos são asseguradas por meio de soldaduras e parafusos, de acordo com a NP EN 1993-1-8:2010.

As ligações soldadas foram dimensionadas através da seguinte expressão:

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \cdot a \quad \text{Eq. 10.1}$$

Em que:

$F_{w,Ed}$	valor de cálculo de esforço actuante na soldadura;
$F_{w,Rd}$	valor de cálculo da resistência da soldadura;
β_w	factor de correlação ($\beta_w = 0,85$ para aço S275);
f_u	valor nominal da tensão de ruptura do aço à tracção;
a	espessura do cordão de soldadura (deverá estar compreendido entre 3,0mm e 70% da menor espessura dos elementos a ligar).

Nas ligações aparafusadas recorreu-se ao software "*Robot Structural Analysis Professional*".

10.2 Betão Armado

Os elementos de betão armado foram dimensionados segundo os critérios da norma de projecto de estruturas de betão, NP EN 1992-1-1:2010, recorrendo ao programa "*GaLa Reinforcement*" para o dimensionamento orgânico de secções e comparando com as armaduras mínimas e máximas definidas no EC2, através de uma tabela de cálculo desenvolvida no programa "*Excel*".

10.2.1 Plintos

10.2.1.1 Estados Limites Últimos

a) Resistência à Flexão

A resistência dos plintos à flexão foi verificada através das seguintes expressões de dimensionamento:

$$A_{s,min} = 0,10 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yk}} \geq 0,002 \cdot A_c \quad \text{Eq. 10.2}$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c \text{ ou } 0,08 \cdot A_c \text{ nas zonas de empalmes} \quad \text{Eq. 10.3}$$

Em que:

$A_{s,min}$	área de armadura mínima;
$A_{s,max}$	área de armadura máxima;
N_{Ed}	valor de cálculo do esforço axial;
f_{yk}	valor da tensão de cedência das armaduras;
A_c	Área da secção transversal de betão.

b) Resistência ao Esforço Transverso

Na verificação da resistência dos elementos ao esforço transverso foi verificado o valor de cálculo do esforço transverso resistente máximo do elemento, Eq. 10.4, e posteriormente calculadas as armaduras, (Eq. 10.5, Eq. 10.6 e Eq. 10.7), através de uma folha de cálculo desenvolvida em "Excel".

- Valor de cálculo do esforço transverso resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot \frac{f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad \text{Eq. 10.4}$$

Em que:

$V_{Rd,max}$	valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo;
α_{cw}	coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido (igual a 1,0 para estruturas não pré-esforçadas) ;
b_w	menor largura da secção entre os banzos tracionado e comprimido;
z	braço do binário ($z = 0,9d$);
ν_1	Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal $\nu_1 = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \text{ (} f_{ck} \text{ em MPa)};$
f_{cd}	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;
θ	ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo do elemento.

▪ Armadura de cálculo

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right) = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} \quad \text{Eq. 10.5}$$

Em que:

A_{sw}	área da secção transversal das armaduras de esforço transversal;
s	espaçamento dos estribos;
f_{ywd}	valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal;
z	braço do binário ($z = 0,9d$) ;
θ	ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo do elemento.

▪ Armadura máxima

$$\left(\frac{A_{sw,max}}{s} \right) = 0,5 \cdot \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot \nu_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{ywd}} \quad \text{Eq. 10.6}$$

Em que:

$A_{sw,max}$	área efectiva máxima da secção transversal das armaduras de esforço transverso;
s	espaçamento dos estribos;
α_{cw}	coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido (igual a 1,0 para estruturas não pré-esforçadas);
b_w	menor largura da secção entre os banzos tracionado e comprimido;

Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso

$$\nu_1 = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (f_{ck} \text{ em MPa});$$

b_w menor largura da secção transversal na área tracionada;

f_{ck} valor característico da tensão de rotura do betão à compressão;

f_{cd} valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;

f_{ywd} valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transverso.

▪ Armadura mínima

$$\left(\frac{A_{sw,min}}{s} \right) = \rho_{w,min} \cdot b_w \cdot \sin(\alpha) \quad \text{Eq. 10.7}$$

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{ywk}} \quad \text{Eq. 10.8}$$

Em que:

$A_{sw,min}$	área efectiva mínima da secção transversal das armaduras de esforço transverso;
s	espaçamento dos estribos;
$\rho_{w,min}$	taxa de armadura de esforço transverso mínima;

b_w	largura da alma do elemento;
α	ângulo formado pelas armaduras de esforço transversal e o eixo longitudinal;
f_{ck}	valor característico da tensão de rotura do betão à compressão;
f_{yk}	valor característico da tensão de cedência do aço das armaduras de esforço transversal.

- Espaçamento longitudinal máximo entre armaduras de esforço transversal

$$s_{l,max} = 0,75d(1 + \cot(\alpha)) \quad \text{Eq. 10.9}$$

Em que:

$s_{l,max}$	espaçamento longitudinal máximo entre armaduras de esforço transversal;
d	altura útil da secção transversal;
α	ângulo formado pelas armaduras de esforço transversal e o eixo longitudinal;

10.2.1.2 Estados Limites de Utilização

O controlo da fendilhação foi realizado comparando as aberturas das fendas através do software "*GaLa Reinforcement*" (w_k) com o limite máximo $w_{max}=0,3\text{mm}$, para betão da classe XC2 (ambiente húmido, raramente seco, superfícies de betão sujeitas a contacto prolongado com a água). O estado limite de fendilhação é verificado sempre que $w_k \leq w_{max}$.

10.2.2 Maciços e Vigas

10.2.2.1 Estados Limites Últimos

a) Resistência à Flexão

A resistência dos maciços à flexão é verificada através das seguintes expressões de dimensionamento:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \text{Eq. 10.10}$$

$$\omega = \frac{1 - \sqrt{1 - 2,42\mu}}{1,21} \quad \text{Eq. 10.11}$$

$$A_{s,calc} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{Eq. 10.12}$$

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d \quad \text{Eq. 10.13}$$

$$A_{s,máx} = 0,04 \cdot A_c \quad \text{Eq. 10.14}$$

Em que:

μ	momento flector reduzido;
b	largura da secção transversal;
d	altura útil da secção transversal ($d = h - C_{nom} - \phi_{long}/2 - \phi_{estribos}$);
f_{cd}	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;
ω	percentagem mecânica de armadura;
f_{yd}	valor de cálculo da tensão de cedência do aço;
$A_{s,calc}$	área de cálculo da armadura longitudinal;
$A_{s,min}$	área de armadura longitudinal mínima;
f_{ctm}	valor médio da resistência à tracção do betão;
$A_{s,máx}$	área de armadura longitudinal máxima;
A_c	área da secção transversal de betão.

b) Resistência ao Esforço Transverso

O procedimento de cálculo dos estribos dos maciços de encabeçamento e das vigas é o mesmo utilizado nos pilares (Eq. 10.4 a Eq. 10.9).

10.2.2.2 Estados Limites de Utilização

O controlo da fendilhação foi realizado comparando as aberturas das fendas através do software "*GaLa Reinforcement*" (w_k) com o limite máximo $w_{\max}=0,3\text{mm}$, para betão da classe XC2 (ambiente húmido, raramente seco, superfícies de betão sujeitas a contacto prolongado com a água). O estado limite de fendilhação é verificado sempre que $w_k \leq w_{\max}$.

10.2.3 Estacas

10.2.3.1 Modelação das Estacas

As estacas foram modeladas através do modelo de Winkler (Figura 10.1), tendo-se considerado molas horizontais com espaçamentos de um metro ao longo do comprimento de cada estaca de modo a simular a rigidez dos diferentes estratos de solo.

A rigidez designada por K_z das molas varia consoante o estrato atravessado e é determinada com base nas expressões seguintes:

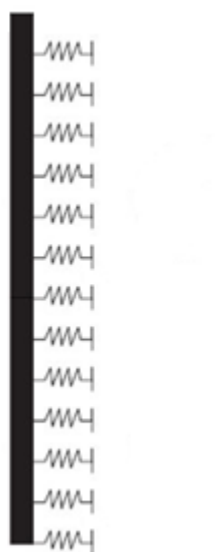


Figura 10.1 – Modelação das Estacas - modelo de "Winkler"

- Estratos de "fraca" consistência

$$K_z = \eta_h \cdot z \cdot a / d \quad \text{Eq. 10.15}$$

Em que:

K_z	rigidez da mola [kN/m];
η_h	constante de reacção horizontal do solo, varia conforme o tipo de terreno, no caso em estudo foi adoptado 200 kN/m ³ nos estratos de consistência mole;
z	profundidade [m];
a	espaçamento das molas [m];
d	diâmetro da estaca [m].

Só a partir da cota - 23 metros é que existem estratos com uma consistência mais elevada, tendo-se tomado para a rigidez:

$$K_z = 0,65 \times \sqrt[12]{\frac{E_s \cdot d^4}{(E_e \cdot I_e)}} \times \frac{E_s}{d \cdot (1 - \nu_s^2)} \times a \quad \text{Eq. 10.16}$$

Em que:

K_z	rigidez da mola [kN/m];
E_s	módulo de elasticidade do Solo [kPa];
d	diâmetro da estaca [m];
E_e	módulo de elasticidade da estaca [kPa];
I_e	Inércia da secção da estaca [m ⁴];
ν_s	coeficiente de poisson do solo;
a	espaçamento entre molas [m].

Nota: De referir que a rigidez vertical das molas (K_w) foi determinada a partir das expressões:

$$w_1 = \frac{0,35 \cdot N \cdot d}{A_e \cdot E_e} \quad \text{Eq. 10.17}$$

$$K_w = \frac{N}{w_1} \quad \text{Eq. 10.18}$$

Em que:

N	esforço axial unitário [kN];
d	diâmetro da estaca [m];
A_e	área da secção da estaca [m ²];
E_e	módulo de elasticidade da estaca;
w_1	assentamento devido a carga unitária.

10.2.3.2 Estados Limites Últimos

a) Capacidade Resistente do Terreno

O estado limite último de ruptura do terreno foi realizado com recurso às expressões indicadas no fluxograma da Figura 10.2 e a partir de uma folha de cálculo em "Excel", com base nos coeficientes parciais de segurança para as combinações indicadas na Tabela 10.16.

Tabela 10.16 – Coeficientes de segurança parciais para a combinação 1 e 2 em estacas

				Combinação 1	Combinação 2
Acções	Permanentes	Desfavorável	$\gamma_{G, Desf.}$	1,35	1,0
		Favorável	$\gamma_{G, Fav.}$	1,00	1,0
	Variáveis	Desfavorável	$\gamma_{Q, Desf}$	1,5	1,3
		Favorável	$\gamma_{Q, Fav.}$	0,0	0,0
Materiais	Ângulo de atrito interno		γ_{ϕ}	1,0	1,0
	Coesão		γ_c	1,0	1,0
	Peso volúmico		γ_{γ}	1,0	1,0
Resistência do Terreno	Ponta		γ_b	1,0	1,3
	Lateral		γ_s	1,0	1,3
	Total		γ_t	1,0	1,3

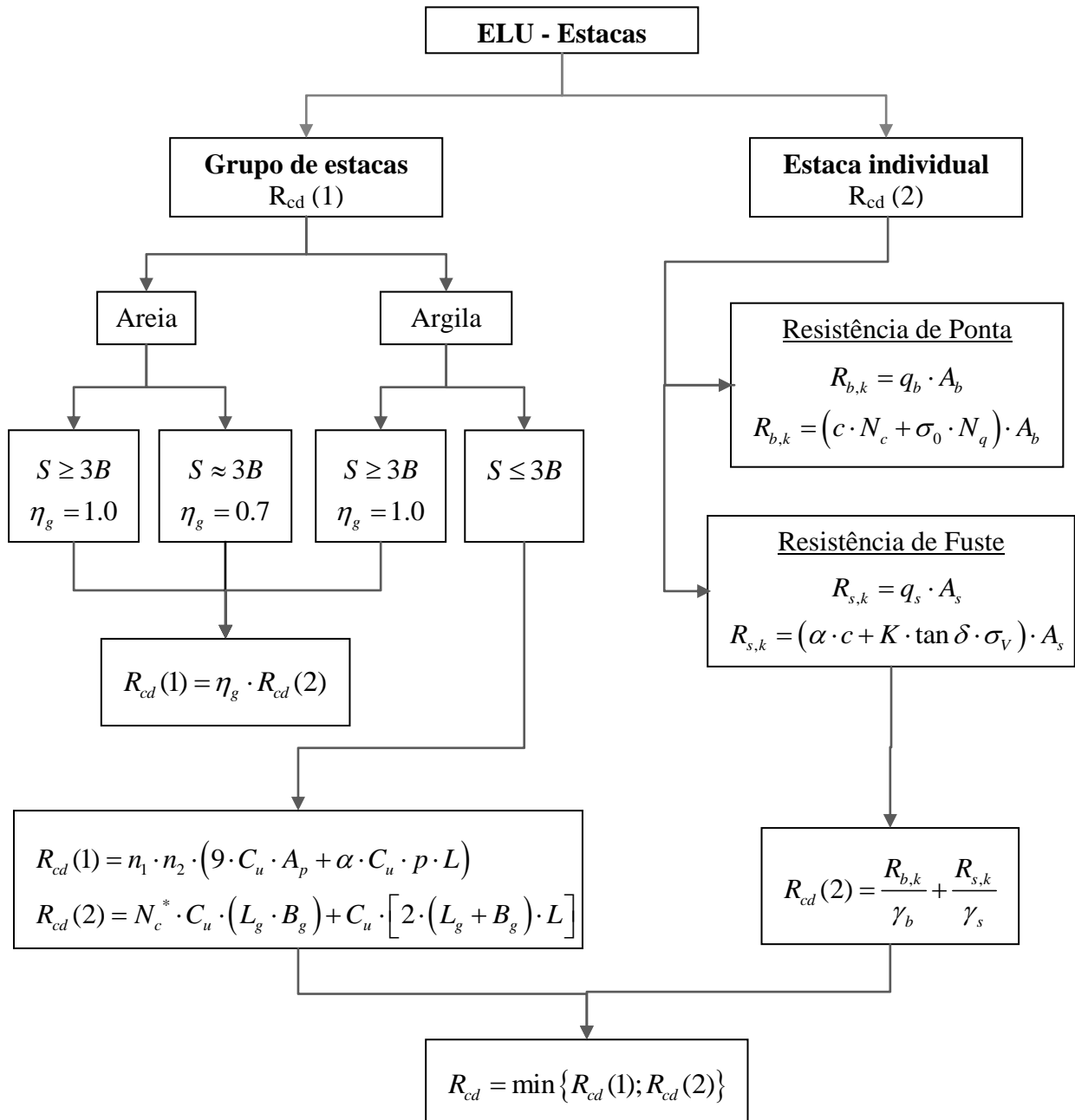


Figura 10.2 – Fluxograma do ELU de ruptura do terreno em estacas de fundação

Em que:

- S espaçamento entre estacas;
- B largura da fundação;
- η_g valor de eficiência do grupo de estacas;
- n_1 e n_2 número de estacas na direção 1 e 2 respectivamente;

A_p	área transversal da ponta do grupo de estacas;
Ab	área transversal da ponta de uma estaca;
As	área lateral de uma estaca;
p	perímetro de uma estaca;
L	comprimento da estaca;
B_g e L_g	Dimensões de um grupo de estacas;
c	coesão do solo (efectiva, c' – para condições drenadas; c_u para condições não drenadas);
σ_0	tensão vertical na ponta da estaca (efectiva, σ'_0 – para condições drenadas);
N_c^* , N_c , N_q	factores de capacidade de carga;
K	coeficiente de impulso;
σ_v	tensão vertical média ao longo do fuste da estaca (efectiva, σ'_v – para condições drenadas);
δ	ângulo de atrito solo-estaca (efectivo, δ' – para condições drenadas; igual a zero para condições não drenadas);
α	coeficiente de adesão;
$R_{b;k}$	valor característico da capacidade resistente na ponta de uma estaca;
$R_{s;k}$	valor característico da capacidade resistente lateral de uma estaca;
q_b	valor da capacidade resistente na ponta por unidade de área;
q_s	valor da capacidade resistente lateral por unidade de área;
γ_b	coeficiente parcial para a capacidade resistente na ponta de uma estaca;
γ_s	coeficiente parcial para a capacidade resistente lateral de uma estaca;
R_{cd}	valor de cálculo da capacidade resistente do terreno no contacto com uma estaca à compressão no estado limite último.

b) Armaduras orgânicas - Estacas

i. Armadura Longitudinal

O cálculo das armaduras foi realizado a partir do software "GaLa Reinforcement" com base numa combinação quadrática (Eq. 10.19) dos momentos flectores segundo os eixos 2 e 3.

$$M_{final} = \sqrt{M_{22}^2 + M_{33}^2} \quad \text{Eq. 10.19}$$

Foram respeitados também os critérios referentes às armaduras mínimas, segundo o disposto na norma NP EN 1992-1-1:2010, cláusula §9.8.5 (3), Quadro 9.6N (Tabela 10.17):

Tabela 10.17 – Áreas mínimas de armaduras Longitudinais em Estacas

Secção da estaca (A_c)	Área mínima de armaduras Longitudinais ($A_{s,bpmin}$)
$A_c \leq 0,5m^2$	$A_s \geq 0,005 \cdot A_c$
$1,0m^2 < A_c \leq 0,5m^2$	$A_s \geq 25,0 \text{ cm}^2$
$A_c > 1,0m^2$	$A_s \geq 0,0025 \cdot A_c$

O diâmetro mínimo dos varões longitudinais não deverá ser inferior a 16 mm. As estacas deverão ter pelo menos 6 varões longitudinais. A distância livre entre varões não deverá ser superior a 200 mm medida ao longo da periferia da estaca.

ii. Armadura Transversal (cintas)

O procedimento de cálculo das cintas das estacas é idêntico ao utilizado nos plintos. O espaçamento máximo entre cintas é dado por:

$$s_{cl,max} = \min\{14 \cdot \phi_{long,min}; b; 300mm\} \quad \text{Eq. 10.20}$$

10.2.3.3 Estados Limites de Utilização

a) Controlo da Fendilhação

O controlo da fendilhação foi realizado comparando as aberturas das fendas através do software "*GaLa Reinforcement*" (w_k) com o limite máximo $w_{\max}=0,3\text{mm}$, para betão da classe XC2 (ambiente húmido, raramente seco, superfícies de betão sujeitas a contacto prolongado com a água). O estado limite de fendilhação é verificado sempre que $w_k \leq w_{\max}$.

11 REGULAMENTAÇÃO

<i>Norma</i>	<i>Título</i>	<i>Parte</i>	<i>Subtítulo</i>	<i>Ano</i>
NP EN 1990	Eurocódigo 0: Bases para projecto de estruturas			2009
NP EN 1991	Eurocódigo 1: Acções em estruturas	1-1: Acções Gerais	Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios	2009
		1-4: Acções Gerais	Acções do vento	2010
		1-5: Acções Gerais	Acções térmicas	2009
NP EN 1992	Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão	1-1: Regras gerais e regras para edifícios		2010
NP EN 1993	Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço	1-1: Regras gerais e regras para edifícios		2010
		1-8: Projecto de Ligações		2010
NP EN 1997	Eurocódigo 7: Projecto geotécnico	1: Regras gerais		2010
NP EN 1998	Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos	1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios		2010
NP EN 206	Betão	1: Especificação, desempenho, produção e conformidade		2007

A – PEÇAS ESCRITAS

II. MEMÓRIA JUSTIFICATIVA

ÍNDICE

1	QUANTIFICAÇÃO DE ACÇÕES.....	89
1.1	Peso Próprio (PP).....	89
1.2	Restante Carga Permanente (RCP).....	90
1.3	Sobrecargas (SC).....	92
1.4	Acção Térmica (T).....	93
1.5	Acção do Vento (W).....	94
1.5.1	Determinação da pressão dinâmica de pico	95
1.5.2	Determinação do coeficiente estrutural.....	96
1.5.3	Determinação dos coeficientes de pressão	96
1.5.4	Pressões resultantes	99
1.5.5	Forças do vento aplicadas ao modelo "SAP2000".....	101
1.6	Acção Sísmica (E)	107
2	DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA METÁLICA.....	111
2.1	Avaliação do parâmetro de carga crítica (α_{cr})	121
2.1.1	Determinação através da análise à encurvadura "SAP2000".....	121
2.1.2	Determinação através de métodos simplificados	127
2.2	Estados Limites Últimos.....	130
2.2.1	Pórticos.....	130
2.2.2	Madres Alçados.....	168
2.2.3	Madres Cobertura.....	189
2.2.4	Platibandas	210
2.2.5	Contraventamentos na Cobertura e Alçados	212
2.3	Estados Limites de Utilização	218
2.4	Ligações Metálicas	220
2.4.1	Ligações soldadas.....	220

2.4.2	Ligações aparafusadas.....	220
3	DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE BETÃO ARMADO	223
3.1	Estados Limites Últimos.....	223
3.1.1	Plintos e Maciços	223
3.1.2	Estacas	228
3.1.3	Vigas de fundação	231
3.2	Estados Limites de Utilização	233
3.2.1	Estado limite de Fendilhação	233

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1.1 – Definição dos materiais no "SAP2000"</i>	89
<i>Figura 1.2 – Modelo estrutural unifilar em 3D</i>	89
<i>Figura 1.3 – Numeração dos pórticos e das madres de cobertura</i>	90
<i>Figura 1.4 – Restante carga permanente nas madres de cobertura</i>	91
<i>Figura 1.5 – Restante carga permanente nas madres de alçado</i>	91
<i>Figura 1.6 – Restante carga permanente nas madres das platibandas</i>	92
<i>Figura 1.7 – Sobrecarga nas madres de cobertura</i>	93
<i>Figura 1.8 – Variação uniforme de temperatura máxima positiva</i>	94
<i>Figura 1.9 – Variação uniforme de temperatura máxima negativa</i>	94
<i>Figura 1.10 – Acção do vento sobre o pavilhão</i>	95
<i>Figura 1.11 – Coeficientes de pressão exteriores nos Alçados e Cobertura – direcção do vento W_x</i>	96
<i>Figura 1.12 – Coeficientes de pressão exteriores nos Alçados e Cobertura – direcção do vento W_{xx}</i>	96
<i>Figura 1.13 – Coeficientes de pressão exteriores nos Alçados e Cobertura – direcção do vento W_y</i>	97
<i>Figura 1.14 – Coeficientes de pressão exteriores nos Alçados e Cobertura – direcção do vento W_{yy}</i>	97
<i>Figura 1.15 – Coeficientes interiores de pressão nos Alçados e Cobertura – direcção do vento W_x, W_{xx}, W_y e W_{yy}</i>	98
<i>Figura 1.16 – Coeficientes interiores de sucção nos Alçados e Cobertura – direcção do vento W_x, W_{xx}, W_y e W_{yy}</i>	98
<i>Figura 1.17 – Coeficiente de atrito nos Alçados e Cobertura – direcção do vento W_x</i>	98
<i>Figura 1.18 – Coeficiente de atrito nos Alçados e Cobertura – direcção do vento W_{xx}</i>	99
<i>Figura 1.19 – Espectros de cálculo para a acção sísmica tipo 1 e 2</i>	108
<i>Figura 1.20 – Modo de vibração 1</i>	109
<i>Figura 1.21 – Modo de vibração 2</i>	109
<i>Figura 1.22 – Modo de vibração 6</i>	109
<i>Figura 1.23 – Modo de vibração 7</i>	109
<i>Figura 2.1 – Folha 1/3 do Relatório Final</i>	118
<i>Figura 2.2 – Folha 2/3 do Relatório Final</i>	119
<i>Figura 2.3 – Folha 3/3 do Relatório Final</i>	120
<i>Figura 2.4 – Discretização das barras do pórtico analisado</i>	122
<i>Figura 2.5 – Definição do carregamento adoptado para a determinação de F_{cr}</i>	122
<i>Figura 2.6 – Definição da análise de estabilidade "Buckling" realizado no "SAP2000" que fornece as cargas críticas e os modos de instabilidade</i>	123
<i>Figura 2.7 – Deformada do modo de instabilidade 1</i>	124
<i>Figura 2.8 – Deformada do modo de instabilidade 2</i>	124
<i>Figura 2.9 – Perspectiva geral dos pórticos que constituem o pavilhão.</i>	130
<i>Figura 2.11 – Diagrama de momentos flectores $M_{y,Ed}$ para a combinação ELU.SC(T+).</i>	131
<i>Figura 2.10 – Rácio da combinação mais desfavorável em relação aos Estados Limites Últimos obtido do software "SAP2000".</i>	131

Figura 2.12 – Diagramas de momentos flectores nos pilares do pórtico para a combinação ELU.SC(T+)	133
Figura 2.13 – Folha de dimensionamento do "SAP2000" para o perfil IPE600R (troço superior do pilar)	135
Figura 2.14 – Folha de dimensionamento do "SAP2000" para o perfil IPE600R (troço inferior do pilar)	136
Figura 2.15 – Folha de cálculo do software "SemiComp" para a verificação da secção mais esforçada sujeita a esforços simples e combinados	137
Figura 2.16 – Folha 1/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Pilar direito IPE600R, troço superior)	139
Figura 2.17 – Folha 2/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Pilar direito IPE600R, troço superior)	140
Figura 2.18 - Folha 3/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Pilar direito IPE600R, troço superior)	141
Figura 2.19 - Folha 1/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Pilar direito IPE600R, troço inferior)	142
Figura 2.20 – Folha 2/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Pilar direito IPE600R, troço inferior)	143
Figura 2.21 – Folha 3/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Pilar direito IPE600R, troço inferior)	144
Figura 2.22 – Diagrama de momentos flectores na travessa do pórtico para a combinação ELU.SC(T+)	146
Figura 2.23 – Diagrama de momentos flectores no troço da zona central da travessa	147
Figura 2.24 – Folha de dimensionamento do "SAP2000" para o perfil IPE600R (travessa – troço da zona central)	148
Figura 2.25 – Folha de cálculo do software "SemiComp" para a verificação da secção sujeita a esforços simples e combinados na travessa (troço da zona central)	149
Figura 2.26 – Folha 1/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Travessa IPE600R, troço da zona central)	151
Figura 2.27 – Folha 2/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Travessa IPE600R, troço da zona central)	152
Figura 2.28 – Folha 3/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Travessa IPE600R, troço da zona central)	153
Figura 2.29 - Diagrama de momentos flectores do troço da travessa na extremidade junto aos esquadros	155
Figura 2.30 – Folha de dimensionamento do "SAP2000" para o perfil IPE600R (troço da travessa na extremidade junto aos esquadros)	156
Figura 2.31 – Folha de cálculo do software "SemiComp" para a verificação da secção sujeita a esforços simples e combinados (troço da travessa na extremidade junto aos esquadros)	157
Figura 2.32 – Folha 1/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Travessa IPE600R troço da extremidade junto aos esquadros)	159
Figura 2.33 – Folha 2/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Travessa IPE600R troço da extremidade junto aos esquadros)	160
Figura 2.34– Folha 3/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Travessa IPE600R troço da extremidade junto aos esquadros)	161
Figura 2.35 – Secções de cálculo do esquadro	163
Figura 2.36 – Perfil equivalente com secção em T (secção 3)	166
Figura 2.37 – Perfil equivalente com secção em T (Secção 3)	166
Figura 2.38 – Perspectiva geral das madres de alçados	168
Figura 2.39 – Rácios das combinações mais desfavoráveis em relação aos Estados Limites Últimos determinados através do software "SAP2000"	169
Figura 2.40 – Folha de dimensionamento do "SAP2000" para o cordão exterior mais solicitado (Tubo 200x100x12,5)	170

Figura 2.41 – Folha de cálculo do software "SemiComp" para a verificação da secção sujeita a esforços simples e combinados no cordão exterior mais solicitado.....	171
Figura 2.42 – Folha 1/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Madre alçado – cordão exterior mais solicitado)	173
Figura 2.43 – Folha 2/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Madre alçado – cordão exterior mais solicitado).....	174
Figura 2.44 – Folha 3/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Madre alçado – cordão exterior mais solicitado).....	175
Figura 2.45 – Folha de dimensionamento do "SAP2000" para o cordão interior mais solicitado (Tubo 200x100x12,5).....	177
Figura 2.46 – Folha de cálculo do software "SemiComp" para a verificação da secção sujeita a esforços simples e combinados no cordão interior mais solicitado.....	178
Figura 2.47 – Folha 1/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Madre alçado – cordão interior mais solicitado).....	180
Figura 2.48 – Folha 2/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Madre alçado – cordão interior mais solicitado).....	181
Figura 2.49 – Folha 3/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Madre alçado – cordão interior mais solicitado).....	182
Figura 2.50 – Folha de dimensionamento do "SAP2000" para a diagonal mais solicitada (UPN100).....	184
Figura 2.51 – Folha 1/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Madre alçado – diagonal mais solicitada)	186
Figura 2.52 – Folha 2/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Madre alçado – diagonal mais solicitada)	187
Figura 2.53 – Folha 3/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Madre alçado – diagonal mais solicitada)	188
Figura 2.54 – Perspectiva geral das madres de cobertura.....	189
Figura 2.55 – Rácios das combinações mais desfavoráveis em relação aos Estados Limites Últimos determinados através do software "SAP2000".....	190
Figura 2.56 – Folha de dimensionamento do "SAP2000" para o cordão superior mais solicitado (Tubo 200x100x8).....	191
Figura 2.57 – Folha de cálculo do software "SemiComp" para a verificação da secção sujeita a esforços simples e combinados no cordão superior mais solicitado.....	192
Figura 2.58 – Folha 1/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Madre cobertura – cordão superior mais solicitado)	194
Figura 2.59 – Folha 2/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Madre cobertura – cordão superior mais solicitado)	195
Figura 2.60 – Folha 3/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Madre cobertura – cordão superior mais solicitado)	196
Figura 2.61 – Folha de dimensionamento do "SAP2000" para o cordão inferior mais solicitado (Tubo 200x100x8).....	198
Figura 2.62 – Folha de cálculo do software "SemiComp" para a verificação da secção sujeita a esforços simples e combinados no cordão inferior mais solicitado.....	199
Figura 2.63 – Folha 1/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Madre cobertura – cordão inferior mais solicitado)	201
Figura 2.64 – Folha 2/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Madre cobertura – cordão inferior mais solicitado)	202
Figura 2.65 – Folha 3/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Madre cobertura – cordão inferior mais solicitado)	203

Figura 2.66 – Folha de dimensionamento do "SAP2000" para a diagonal mais solicitada (UNP100).....	205
Figura 2.67 – Folha 1/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Madre cobertura – diagonal mais solicitada)	207
Figura 2.68 – Folha 2/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Madre cobertura – diagonal mais solicitada)	208
Figura 2.69 – Folha 3/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Madre cobertura – diagonal mais solicitada)	209
Figura 2.70 – Perspectiva geral das platibandas	210
Figura 2.71 – Rácios das combinações mais desfavoráveis em relação aos Estados Limites Últimos determinados através do software "SAP2000".....	211
Figura 2.72 – Definição dos Contraventamentos da Cobertura.....	212
Figura 2.73 – Definição dos Contraventamentos dos Alçados.....	212
Figura 2.74 – Rácios de dimensionamento dos Contraventamentos da Cobertura obtidos no "SAP2000"	213
Figura 2.75 – Rácios de dimensionamento dos Contraventamentos dos Alçados obtidos no "SAP2000"	214
Figura 2.76 – Ábaco de dimensionamento ao Esforço Normal de Compressão para Perfis Circulares 168.3 em aço S275.....	216
Figura 2.77 – Deslocamentos verticais a considerar	219
Figura 2.78 – Ábaco de dimensionamento de cordões de soldadura em aço S275	220
Figura 2.79 – Pormenor 3D da ligação de encastramento.....	221
Figura 2.80 – Verificação da segurança da ligação de encastramento de um dos pilares	221
Figura 2.81 – Pormenor 3D da ligação Pilar-Travessa com esquadro rigidificador	222
Figura 2.82 – Verificação da segurança da ligação Pilar-Travessa com esquadro rigidificador	222
Figura 3.1 – Ábaco de Flexão Composta Desviada com Esforço Axial de Compressão (Plinto 0,60m x 0,60m)	224
Figura 3.2 – Ábaco de Flexão Composta Desviada com Esforço Axial de Tracção (Plinto 0,60m x 0,60m).....	224
Figura 3.3 – Ábaco de Flexão Composta Desviada com Esforço Axial de Compressão (Plinto 0,70m x 1,00m)	224
Figura 3.4 – Ábaco de Flexão Composta Desviada com Esforço Axial de Tracção (Plinto 0,70m x 1,00m).....	224
Figura 3.5.3.6 – Ábaco de Flexão Composta Desviada com Esforço Axial de Compressão (Maciço 1,00m x 1,00m x 1,00m).....	225
Figura 3.7 – Ábaco de Flexão Composta Desviada com Esforço Axial de Tracção (Maciço 1,00m x 1,00m x 1,00m).....	225
Figura 3.8 – Ábaco de Flexão Composta Desviada com Esforço Axial de Compressão (Maciço 1,20m x 1,20m x 1,20m).....	226
Figura 3.9 – Ábaco de Flexão Composta Desviada com Esforço Axial de Tracção (Maciço 1,20m x 1,20m x 1,20m).....	226
Figura 3.10 – Ábaco de Flexão Composta das Estacas.....	228
Figura 3.11 – Estado limite de fendilhação nos Plintos 0,60m x 0,60m.....	233
Figura 3.12 – Estado limite de fendilhação nos Plintos 0,70m x 1,00m.....	233
Figura 3.13 – Estado limite de fendilhação nos Maciços 1,00m x 1,00m x 1,00m	233
Figura 3.14 – Estado limite de fendilhação nos Maciços 1,20m x 1,20m x 1,20m	233
Figura 3.15 – Estado limite de fendilhação nas Estacas 0,60m	234
Figura 3.16 – Estado limite de fendilhação nas Vigas 0,70m x 0,80m	234

ÍNDICE DE TABELAS

<i>Tabela 1.1 – Peso das chapas e acessórios nas madres de cobertura</i>	90
<i>Tabela 1.2 – Peso das chapas e acessórios nas madres de alçados</i>	91
<i>Tabela 1.3 – Peso das chapas e acessórios nas madres das platibandas</i>	92
<i>Tabela 1.4 – Sobrecarga nas madres de cobertura</i>	92
<i>Tabela 1.5 – Variações uniformes de temperatura</i>	93
<i>Tabela 1.6 – Pressão dinâmica de pico à altura de referência z_e, segundo W_x, W_{xx}, W_y, W_{yy}</i>	95
<i>Tabela 1.7 – Pressões resultantes nas fachadas, vento $\theta = 90^\circ$ (direcção x) em kN/m^2</i>	99
<i>Tabela 1.8 – Pressões resultantes na cobertura, vento $\theta = 90^\circ$ (direcção x) em kN/m^2</i>	100
<i>Tabela 1.9 – Pressões resultantes nas fachadas, vento $\theta = 0^\circ$ (direcção y) em kN/m^2</i>	100
<i>Tabela 1.10 – Pressões resultantes na cobertura, vento $\theta = 0^\circ$ (direcção y) em kN/m^2</i>	100
<i>Tabela 1.11 – Acção do vento segundo W_x e W_{xx} nas madres de fachada e nas platibandas</i>	101
<i>Tabela 1.12 – Acção do vento segundo W_x nas madres de cobertura</i>	101
<i>Tabela 1.13 – Acção do vento segundo W_{xx} nas madres de cobertura</i>	102
<i>Tabela 1.14 – Forças de atrito exercidas pelo vento segundo W_x nas madres de fachada e nas platibandas</i> ...	102
<i>Tabela 1.15 – Forças de atrito exercidas pelo vento segundo W_{xx} nas madres de fachada e nas platibandas</i> .	103
<i>Tabela 1.16 – Forças de atrito exercidas pelo vento segundo W_x nas madres de cobertura</i>	103
<i>Tabela 1.17 – Forças de atrito exercidas pelo vento segundo W_{xx} nas madres de cobertura</i>	104
<i>Tabela 1.18 – Acção do vento segundo W_y e W_{yy} (casos 1 e 2) nas madres de fachada e nas platibandas</i>	104
<i>Tabela 1.19 – Acção do vento segundo W_{y1} nas madres de cobertura</i>	105
<i>Tabela 1.20 – Acção do vento segundo W_{yy1} nas madres de cobertura</i>	105
<i>Tabela 1.21 – Acção do vento segundo W_{y2} nas madres de cobertura</i>	106
<i>Tabela 1.22 – Acção do vento segundo W_{yy2} nas madres de cobertura</i>	106
<i>Tabela 1.23 – Parâmetros que definem os espectros de cálculo da acção sísmica tipo 1 e tipo 2</i>	107
<i>Tabela 2.1 – Determinação de α_{cr} através da análise à encurvadura realizada no "SAP2000"</i>	125
<i>Tabela 2.2 – Obtenção do parâmetro α_{cr} através do método simplificado proposto pelo EC3-1-1</i>	127
<i>Tabela 2.3 – Obtenção do parâmetro α_{cr} através do método simplificado proposto por Lim</i>	128
<i>Tabela 2.4 – Comparação dos α_{cr}</i>	129
<i>Tabela 2.5 – Comparação de resultados para a verificação da secção sujeita a esforços combinados (Flexão Composta com Compressão)</i>	145
<i>Tabela 2.6 – Comparação de resultados para verificação da Encurvadura por Compressão</i>	145
<i>Tabela 2.7 – Comparação de resultados para a verificação da Encurvadura por Flexão</i>	145
<i>Tabela 2.8 – Comparação de resultados para a verificação da Encurvadura por Flexão Composta com Compressão (Factores de interacção e Rácios)</i>	146
<i>Tabela 2.9 – Comparação de resultados para a verificação da secção sujeita a esforços combinados (Flexão Composta com Compressão)</i>	154
<i>Tabela 2.10 – Comparação de resultados para verificação da Encurvadura por Compressão</i>	154
<i>Tabela 2.11 – Comparação de resultados para a verificação da Encurvadura por Flexão</i>	154

<i>Tabela 2.12 – Comparação de resultados para a verificação da Encurvadura por Flexão Composta com Compressão (Factores de interacção e Rácio).....</i>	<i>154</i>
<i>Tabela 2.13 – Comparação de resultados para a verificação da secção sujeita a esforços combinados (Flexão Composta com Compressão).....</i>	<i>162</i>
<i>Tabela 2.14 - Comparação de resultados para verificação da Encurvadura por Compressão.....</i>	<i>162</i>
<i>Tabela 2.15 – Comparação de resultados para a verificação da Encurvadura por Flexão.....</i>	<i>162</i>
<i>Tabela 2.16 – Comparação de resultados para a verificação da Encurvadura por Flexão Composta com Compressão (Factores de interacção e Rácio).....</i>	<i>162</i>
<i>Tabela 2.17 – Propriedades das secções transversais de 1 a 5</i>	<i>163</i>
<i>Tabela 2.18 – Verificação da resistência ao Esforço Transverso V_y, para as secções transversais de 1 a 5</i>	<i>164</i>
<i>Tabela 2.19 - Verificação da resistência ao Esforço Transverso V_z, para as secções transversais de 1 a 5</i>	<i>164</i>
<i>Tabela 2.20 – Verificação da resistência ao Esforço Axial, para as secções transversais de 1 a 5.....</i>	<i>164</i>
<i>Tabela 2.21 – Verificação da resistência á Flexão M_z para as secções transversais de 1 a 5.....</i>	<i>165</i>
<i>Tabela 2.22 – Verificação da resistência à Flexão composta desviada, para as secções transversais de 1 a 5</i>	<i>165</i>
<i>Tabela 2.23 – Esforços de cálculo, parâmetros geométricos e elásticos das secções de 1 a 5.....</i>	<i>166</i>
<i>Tabela 2.24 – Características do perfil equivalente com secção em T (secção 3).....</i>	<i>167</i>
<i>Tabela 2.25 – Compressão total equivalente no perfil com secção em T</i>	<i>167</i>
<i>Tabela 2.26 – Verificação da resistência à Encurvadura segundo o eixo mais fraco ($z-z$)</i>	<i>167</i>
<i>Tabela 2.27 – Comparação de resultados para a verificação da secção sujeita a esforços simples e combinados (Flexão Composta com Compressão)</i>	<i>176</i>
<i>Tabela 2.28 - Comparação de resultados para verificação da Encurvadura por Compressão.....</i>	<i>176</i>
<i>Tabela 2.29 – Comparação de resultados para a verificação da Encurvadura por Flexão.....</i>	<i>176</i>
<i>Tabela 2.30 – Comparação de resultados para a verificação da Encurvadura por Flexão Composta com Compressão (Factores de interacção e Rácio)</i>	<i>176</i>
<i>Tabela 2.31 – Comparação de resultados para a verificação da secção sujeita a esforços simples e combinados (Flexão Composta com Compressão)</i>	<i>183</i>
<i>Tabela 2.32 - Comparação de resultados para verificação da Encurvadura por Compressão.....</i>	<i>183</i>
<i>Tabela 2.33 – Comparação de resultados para a verificação da Encurvadura por Flexão.....</i>	<i>183</i>
<i>Tabela 2.34 – Comparação de resultados para a verificação da Encurvadura por Flexão Composta com Compressão (Factores de interacção e Rácio).....</i>	<i>183</i>
<i>Tabela 2.35 – Comparação de resultados para a verificação da secção sujeita a esforços simples.....</i>	<i>189</i>
<i>Tabela 2.36 - Comparação de resultados para verificação da Encurvadura por Compressão.....</i>	<i>189</i>
<i>Tabela 2.37 – Comparação de resultados para a verificação da secção sujeita a esforços simples.....</i>	<i>197</i>
<i>Tabela 2.38 - Comparação de resultados para verificação da Encurvadura por Compressão.....</i>	<i>197</i>
<i>Tabela 2.39 – Comparação de resultados para a verificação da secção sujeita a esforços simples.....</i>	<i>204</i>
<i>Tabela 2.40 - Comparação de resultados para verificação da Encurvadura por Compressão.....</i>	<i>204</i>
<i>Tabela 2.41 – Comparação de resultados para a verificação da secção sujeita a esforços simples.....</i>	<i>210</i>
<i>Tabela 2.42 - Comparação de resultados para verificação da Encurvadura por Compressão.....</i>	<i>210</i>
<i>Tabela 2.43 – Tabela de rácios de dimensionamento dos Contraventamentos da Cobertura obtida no "SAP2000"</i>	<i>213</i>

<i>Tabela 2.44 – Tabela de rácios de dimensionamento dos Contraventamentos dos Alçados obtida no "SAP2000"</i>	214
<i>Tabela 2.45 – Esbeltezas dos Contraventamentos da Cobertura</i>	217
<i>Tabela 2.46 – Esbeltezas dos Contraventamentos dos Alçados</i>	218
<i>Tabela 2.47 – Verificação ao Estado Limite de Deformação</i>	219
<i>Tabela 3.1 – Armaduras Longitudinais nos Plintos</i>	223
<i>Tabela 3.2 – Armaduras Longitudinais nos Maciços de Encabeçamento das Estacas</i>	225
<i>Tabela 3.3 – Valor de cálculo do Esforço Transverso Resistente máximo nos Plintos</i>	226
<i>Tabela 3.4 – Armadura de Esforço Transverso máxima e mínima regulamentar nos Plintos</i>	226
<i>Tabela 3.5 – Armadura de Estribos adoptada para os Plintos</i>	227
<i>Tabela 3.6 – Valor de cálculo do Esforço Transverso Resistente máximo dos Maciços</i>	227
<i>Tabela 3.7 – Armadura de Esforço Transverso máxima e mínima regulamentar nos Maciços</i>	227
<i>Tabela 3.8 Tabela 3.9 – Armadura de Estribos adoptada para os Maciços</i>	227
<i>Tabela 3.10 – Armaduras Longitudinais das Estacas</i>	228
<i>Tabela 3.11 – Cintas helicoidais das Estacas</i>	229
<i>Tabela 3.12 – Características geológicas referentes aos parâmetros dos solos do terreno de fundação</i>	229
<i>Tabela 3.13 – Esforços actuates de cálculo nas Estacas (Combinação 1 e 2)</i>	230
<i>Tabela 3.14 – Segurança ao ELU-GEO</i>	230
<i>Tabela 3.15 – Armaduras Longitudinais nas Vigas</i>	231
<i>Tabela 3.16 – Valor de cálculo do Esforço Transverso Resistente máximo nas Vigas de Fundação</i>	232
<i>Tabela 3.17 – Armadura de Esforço Transverso máxima e mínima regulamentar nas Vigas de Fundação</i>	232
<i>Tabela 3.18 – Armadura de Estribos adoptada para as Vigas de Fundação</i>	232

1 QUANTIFICAÇÃO DE ACÇÕES

1.1 Peso Próprio (PP)

A quantificação do peso próprio é determinada de modo automático pelo programa de cálculo "SAP2000", através da introdução dos pesos volúnicos dos diferentes materiais e da geometria das secções que compõem toda a estrutura.

Property	Concrete (C25/30)	Steel (S275)
Material Name and Display Color	C25/30	S275
Material Type	Concrete	Steel
Weight per Unit Volume	25.	77.
Mass per Unit Volume	2.5493	7.8518
Modulus of Elasticity, E	31000000	2.100E+08
Poisson	0.2	0.3
Coefficient of Thermal Expansion, A	1.000E-05	1.170E-05
Shear Modulus, G	12916667	80769231
Specified Concrete Compressive Strength, f _c	25000	-
Minimum Yield Stress, F _y	-	275000
Minimum Tensile Stress, F _u	-	430000
Effective Yield Stress, F _{yc}	-	302500
Effective Tensile Stress, F _{uc}	-	473000

Figura 1.1 – Definição dos materiais no "SAP2000"

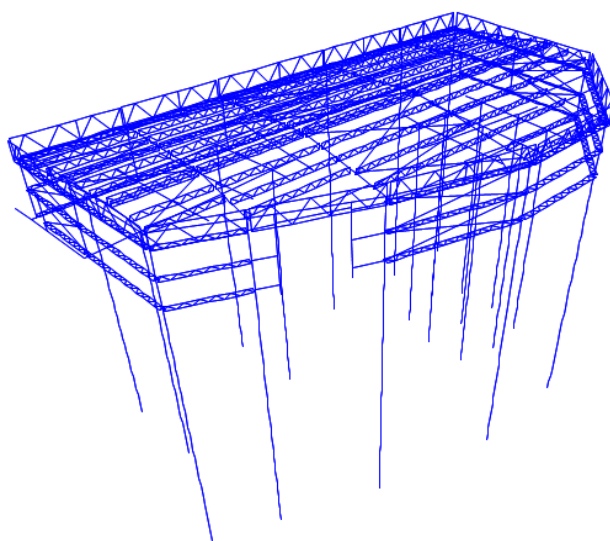


Figura 1.2 – Modelo estrutural unifilar em 3D

1.2 Restante Carga Permanente (RCP)

A restante carga permanente considerada contempla o peso dos elementos não estruturais (chapas de revestimento dos alçados e da cobertura e acessórios de ligação), tendo-se considerado uma carga de $0,10 \text{ kN/m}^2$ que foi distribuída em função da largura de influência das madres dos alçados e da cobertura.

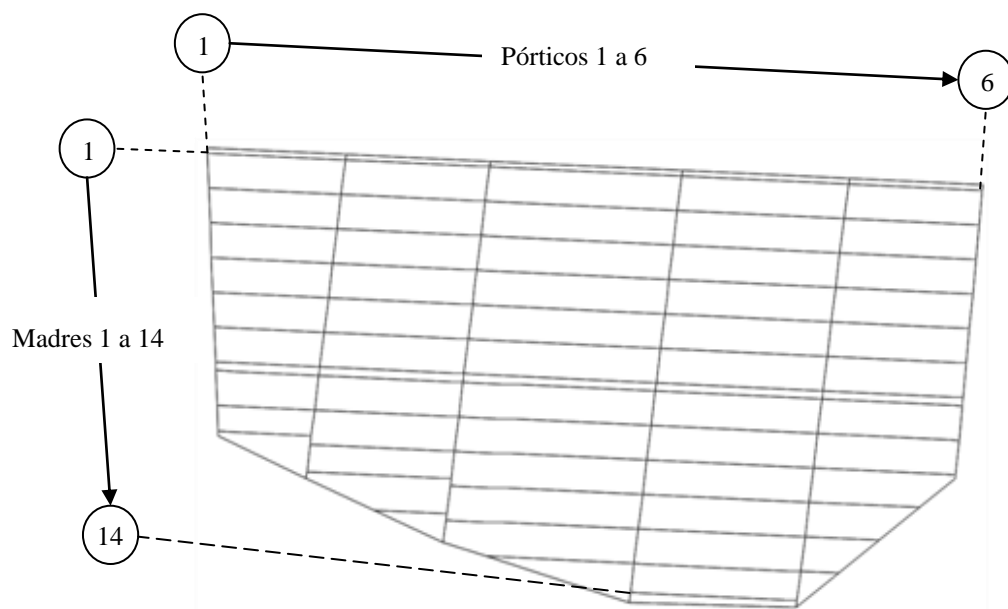


Figura 1.3 – Numeração dos pórticos e das madres de cobertura

Tabela 1.1 – Peso das chapas e acessórios nas madres de cobertura

Madres	Largura de influência (m)	RCP (kN/m^2)	RCP (kN/m)				
			P1 - P2	P2 - P3	P3 - P4	P4 - P5	P5 - P6
1	1.62	0.10	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16
2	2.4	0.10	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24
3	2.4	0.10	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24
4	2.4	0.10	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24
5	2.4	0.10	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24
6	2.4	0.10	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24
7	1.46	0.10	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
8	1.46	0.10	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
9	2.4	0.10	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24
10	2.4	0.10	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24
11	2.4	0.10		0.24	0.24	0.24	0.24
12	2.4	0.10		0.24	0.24	0.24	0.24
13	2.4	0.10			0.24	0.24	0.24
14	1.62	0.10				0.16	

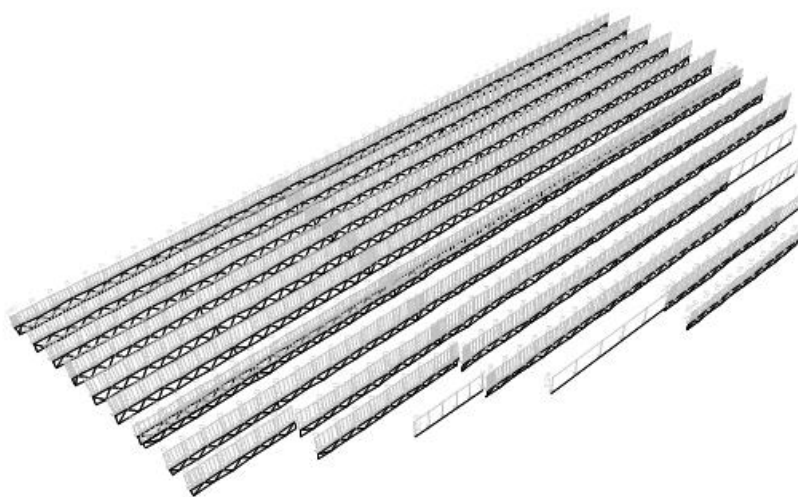


Figura 1.4 – Restante carga permanente nas madres de cobertura

Tabela 1.2 – Peso das chapas e acessórios nas madres de alçados

Alçados	Madres	Largura de influência (m)	RCP (kN/m^2)	RCP (kN/m)
A	3	1.60	0.10	0.16
	2	2.80	0.10	0.28
	1	1.60	0.10	0.16
B	3	2.40	0.10	0.24
	2	2.80	0.10	0.28
	1	1.60	0.10	0.16
C,D	3	2.80	0.10	0.28
	2	2.80	0.10	0.28
	1	1.60	0.10	0.16

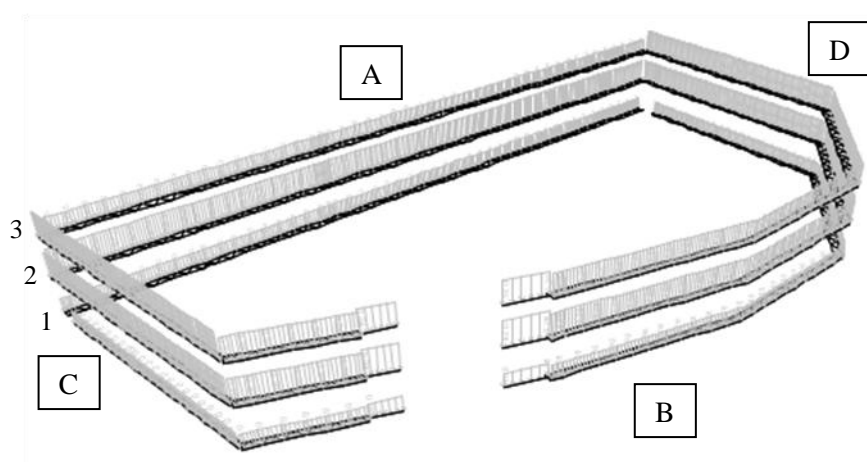


Figura 1.5 – Restante carga permanente nas madres de alçado

Tabela 1.3 – Peso das chapas e acessórios nas madres das platibandas

<i>Madres</i>	<i>Largura de influência (m)</i>	<i>Peso da Chapa (kN/m²)</i>	<i>RCP (kN/m)</i>
2	0.98	0.10	0.10
1	0.98	0.10	0.10



Figura 1.6 – Restante carga permanente nas madres das platibandas

1.3 Sobrecargas (SC)

A sobrecarga considerada na cobertura não acessível foi de 0,40 kN/m² (NP EN 1991-1-1).

Tabela 1.4 – Sobrecarga nas madres de cobertura

<i>Madres</i>	<i>Largura de influência (m)</i>	<i>SC (kN/m²)</i>	<i>SC (kN/m)</i>				
			<i>P1 - P2</i>	<i>P2 - P3</i>	<i>P3 - P4</i>	<i>P4 - P5</i>	<i>P5 - P6</i>
1	1.62	0.10	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65
2	2.4	0.10	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96
3	2.4	0.10	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96
4	2.4	0.10	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96
5	2.4	0.10	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96
6	2.4	0.10	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96
7	1.46	0.10	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58
8	1.46	0.10	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58
9	2.4	0.10	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96
10	2.4	0.10	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96
11	2.4	0.10		0.96	0.96	0.96	0.96
12	2.4	0.10		0.96	0.96	0.96	0.96
13	2.4	0.10			0.96	0.96	0.96
14	1.62	0.10				0.65	

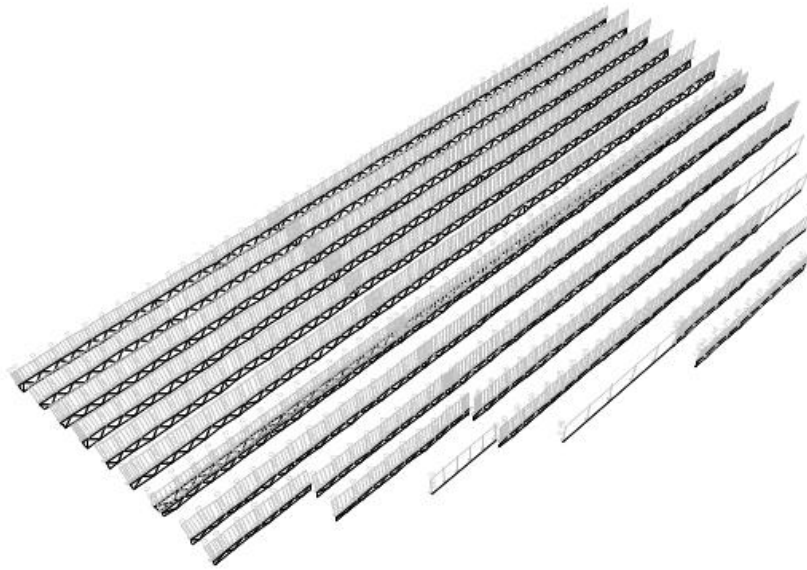


Figura 1.7 – Sobrecarga nas madres de cobertura

1.4 Acção Térmica (T)

Tabela 1.5 – Variações uniformes de temperatura

<i>Variações uniformes de temperatura, máxima negativa (Inverno) e máxima positiva (Verão)</i>	
Condições de Inverno	Condições de Verão
Zona B	Zona B
$T_{\min} = 0^{\circ}$	$T_{\max} = 40^{\circ}$
$T_{\text{in}} = 18^{\circ}$	$T_{\text{in}} = 25^{\circ}$
$T_{\text{out}} = 0^{\circ}$	$T_{\text{out}} = 45^{\circ}$
$T = 9^{\circ}$	$T = 35^{\circ}$
$T_0 = 15^{\circ}$	$T_0 = 15^{\circ}$
$\Delta T_u^- = -6^{\circ}$	$\Delta T_u^+ = +20^{\circ}$

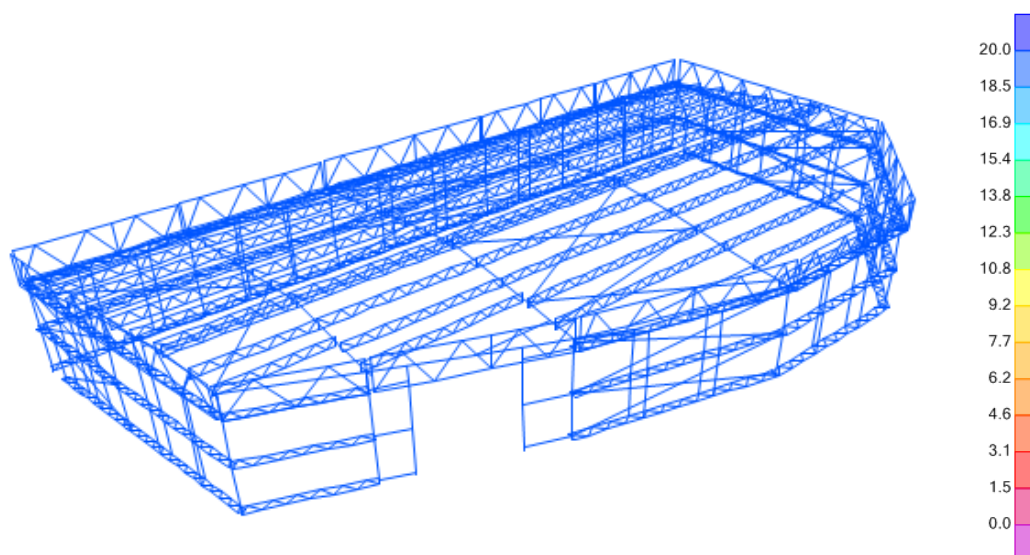


Figura 1.8 – Variação uniforme de temperatura máxima positiva

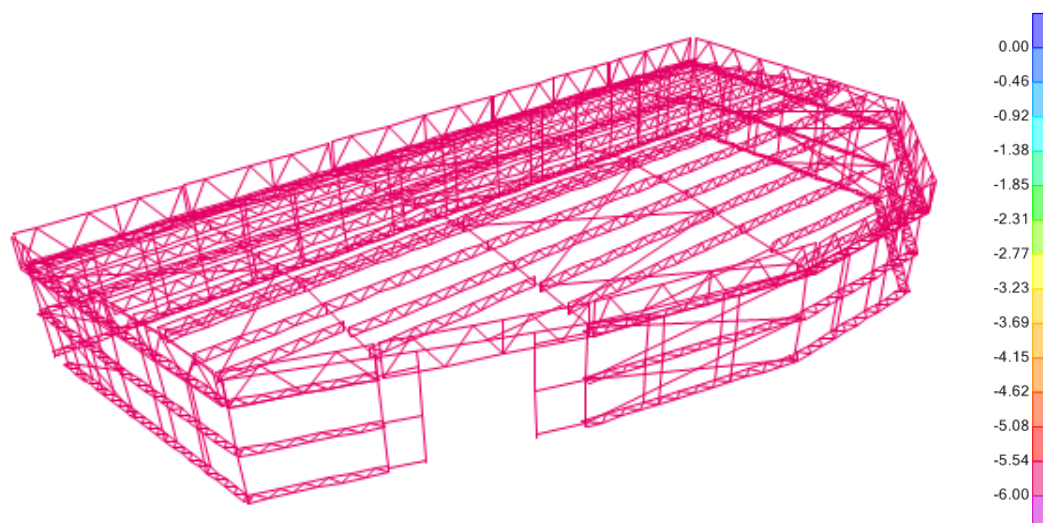


Figura 1.9 – Variação uniforme de temperatura máxima negativa

1.5 Acção do Vento (W)

A acção do vento gera forças perpendiculares às superfícies de construção de que resultam forças nas seguintes direcções:

- $W_x (90^\circ)$ – vento segundo x no sentido positivo
- $W_{xx} (90^\circ)$ – vento segundo x no sentido negativo
- $W_y (0^\circ)$ – vento segundo y no sentido positivo
- $W_{yy} (0^\circ)$ – vento segundo y no sentido negativo

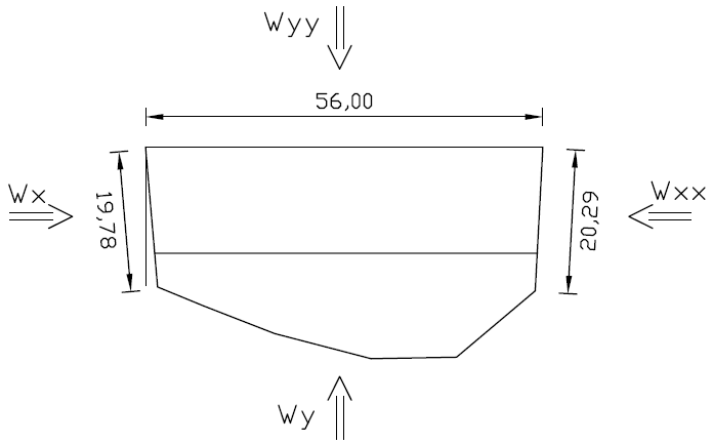


Figura 1.10 – Acção do vento sobre o pavilhão

1.5.1 Determinação da pressão dinâmica de pico

Tabela 1.6 – Pressão dinâmica de pico à altura de referência z_e , segundo W_x, W_{xx}, W_y, W_{yy}

Pressão dinâmica de pico ($z_e = h = 7,8m$)		
Zona A		
$v_{b,0}$	27	m/s
c_{dir}	1,0	
c_{season}	1,0	
v_b	27	m/s
q_b	0,46	kN/m ²
Categoria do Terreno I		
z_0	0,005	m
z_{min}	1,0	m
z_e	7,8	m
$c_0(z)$	1,0	
$k_r(z_e)$	0,16	m
$c_r(z_e)$	1.19	
$v_m(z_e)$	32,10	m/s
k_I	1,0	
σ_v	4,37	
$I_v(z_e)$	0,14	
$q_p(z_e=z_i)$	1,26	kN/m ²

1.5.2 Determinação do coeficiente estrutural

Atendendo a que a estrutura tem uma altura inferior a 15 metros, considerou-se para coeficiente estrutural o valor de $c_s c_d = 1.0$, conforme prevê a norma na cláusula §6.2 (1) a).

1.5.3 Determinação dos coeficientes de pressão

Os coeficientes de pressão foram determinados de acordo com o descrito na memória descritiva.

Nas figuras seguintes apresentam-se os vários coeficientes considerados sobre as superfícies em todas as direcções actuates do vento.

a) Coeficientes de pressão exteriores

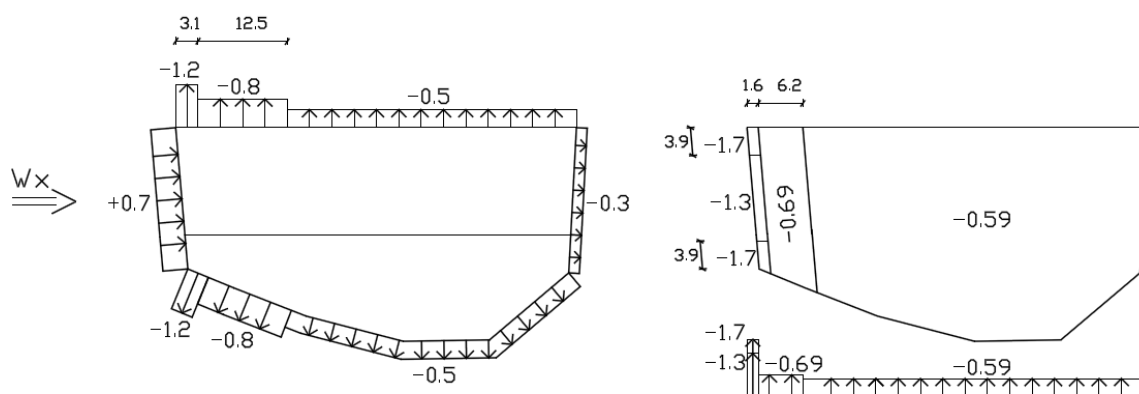


Figura 1.11 – Coeficientes de pressão exteriores nos Alçados e Cobertura – direcção do vento W_x

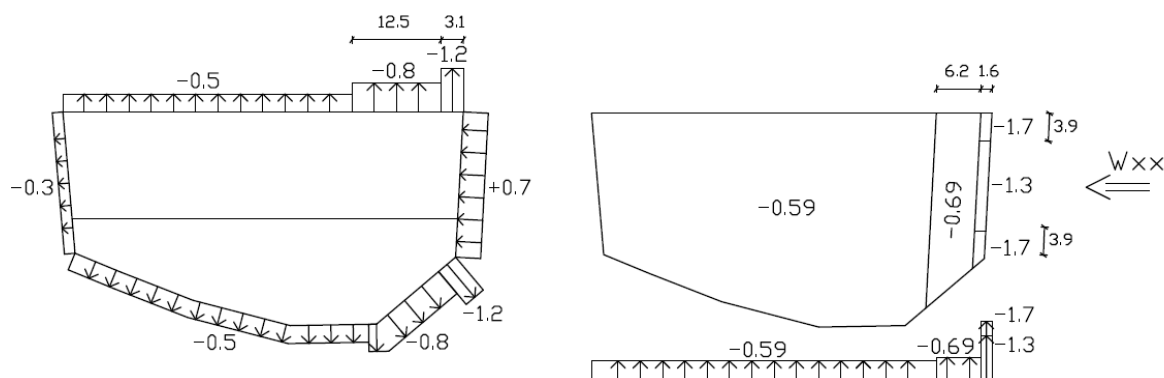


Figura 1.12 – Coeficientes de pressão exteriores nos Alçados e Cobertura – direcção do vento W_{xx}

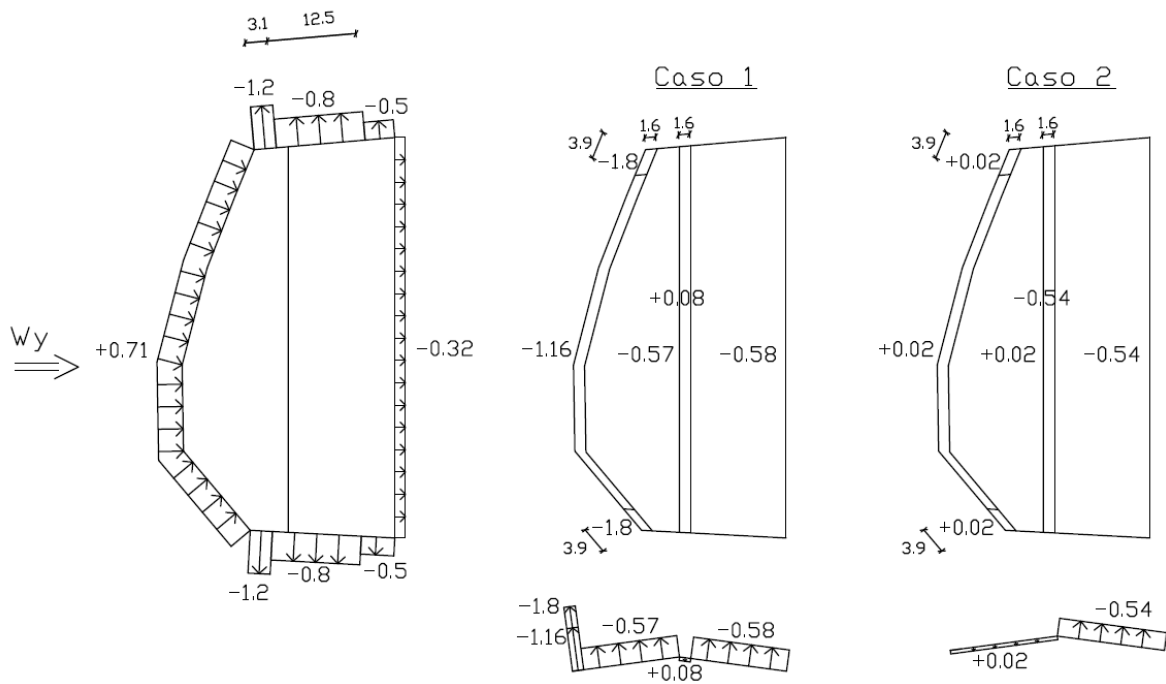


Figura 1.13 – Coeficientes de pressão exteriores nos Alçados e Cobertura – direcção do vento W_y

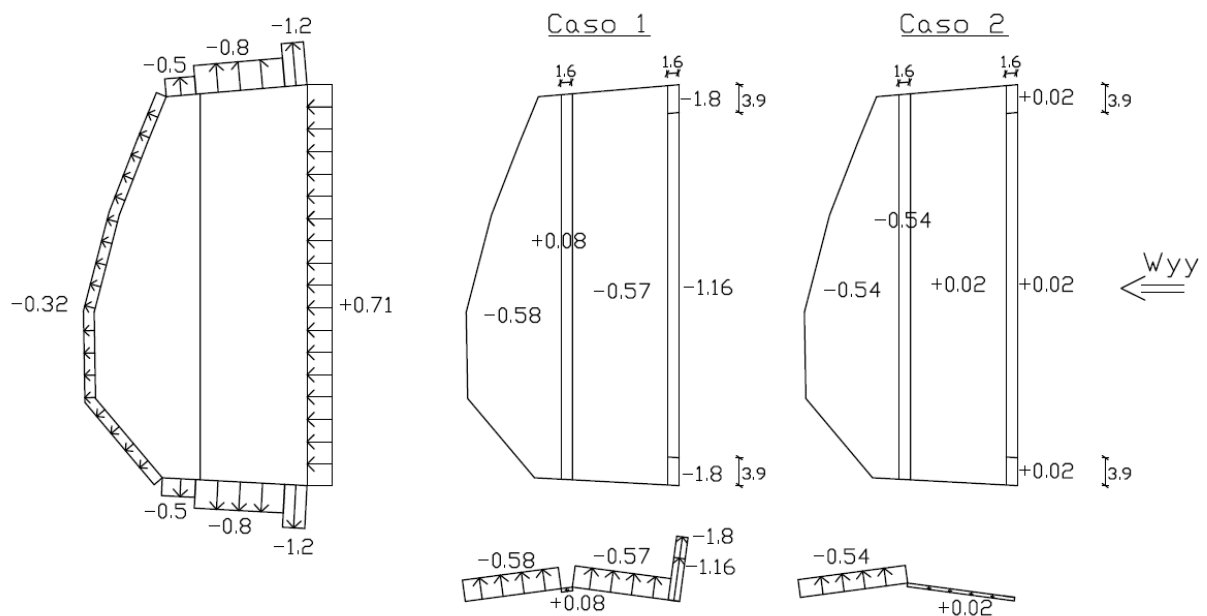


Figura 1.14 – Coeficientes de pressão exteriores nos Alçados e Cobertura – direcção do vento W_{yy}

b) Coeficientes de pressão interiores

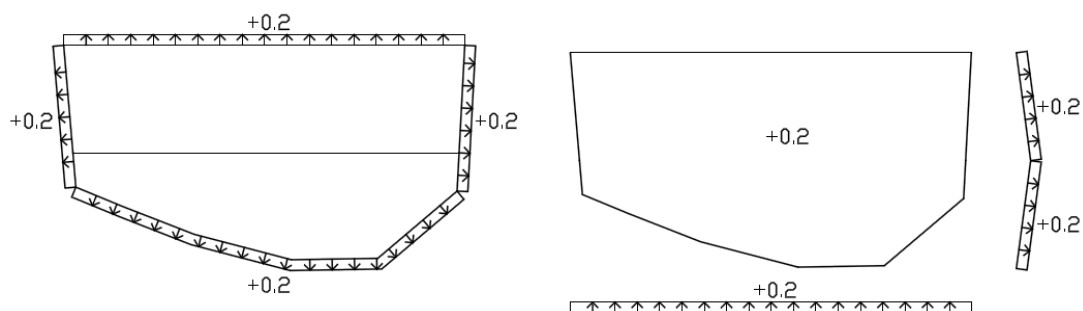


Figura 1.15 – Coeficientes interiores de pressão nos Alçados e Cobertura – direcção do vento W_x , W_{xx} , W_y e W_{yy}

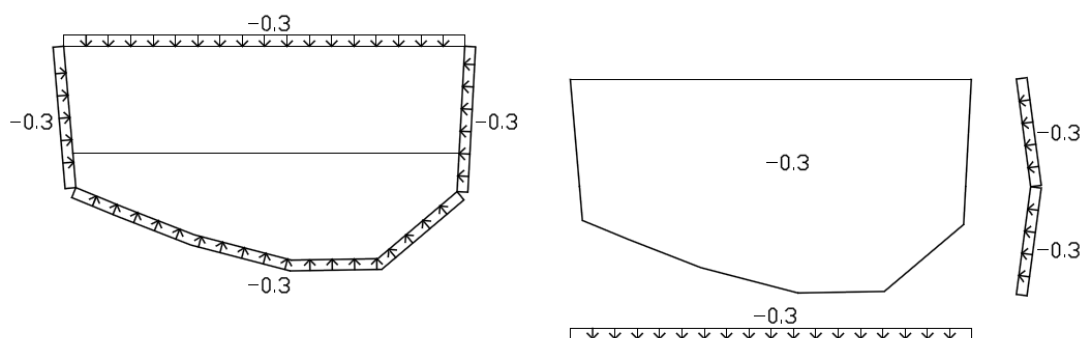


Figura 1.16 – Coeficientes interiores de sucção nos Alçados e Cobertura – direcção do vento W_x , W_{xx} , W_y e W_{yy}

c) Coeficiente de atrito

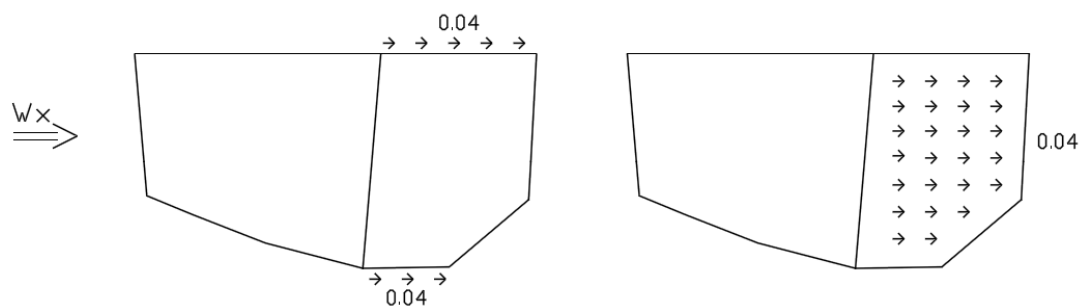


Figura 1.17 – Coeficiente de atrito nos Alçados e Cobertura – direcção do vento W_x

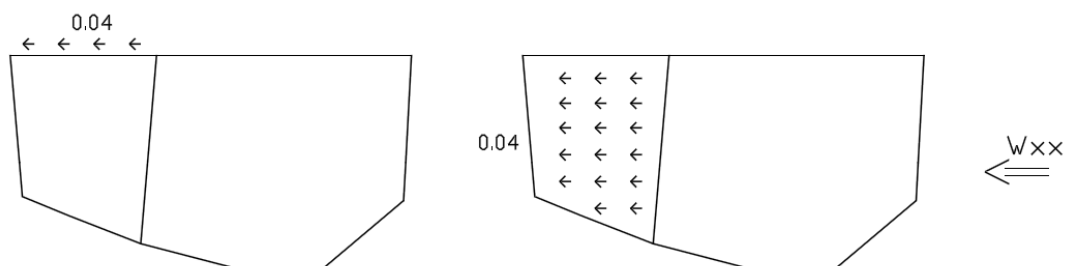


Figura 1.18 – Coeficiente de atrito nos Alçados e Cobertura – direcção do vento W_{xx}

1.5.4 Pressões resultantes

As pressões resultantes $w = (c_{pe} + c_{pi}) \times q_p(z_e)$, segundo as direcções do vento em x e y de pressão e de sucção são as apresentadas nas Tabela 1.7 a Tabela 1.10.

Nas referidas Tabelas estão indicados:

- o caso a) que representa a resultante das pressões exteriores e interiores positivas;
- o caso b) que indica a resultante das pressões exteriores e interiores negativas.

Com $\theta = 0^\circ$ (vento a actuar segundo y), a pressão varia entre valores positivos e negativos na vertente voltada a barlavento, sendo neste caso necessário considerar quatro casos de carga, em que os valores máximos ou mínimos em todas áreas F,G e H são combinados com os valores máximos ou mínimos nas áreas I e J.

Tabela 1.7 – Pressões resultantes nas fachadas, vento $\theta = 90^\circ$ (direcção x) em kN/m^2

	Zona									
	A		B		C		D		E	
	w_e	w_i	w_e	w_i	w_e	w_i	w_e	w_i	w_e	w_i
Caso a)	-1.50	0.25	-1.00	0.25	-0.63	0.25	0.88	0.25	-0.38	0.25
w	-1.75		-1.25		-0.88		0.62		-0.63	
Caso b)	-1.50	-0.38	-1.00	-0.38	-0.63	-0.38	0.88	-0.38	-0.38	-0.38
w	-1.12		-0.62		-0.25		1.25		0.00	

Tabela 1.8 – Pressões resultantes na cobertura, vento $\theta = 90^\circ$ (direcção x) em kN/m^2

	Zona									
	F		G		H		I		J	
	w_e	w_i	w_e	w_i	w_e	w_i	w_e	w_i	w_e	w_i
Caso a)	-2.13	0.25	-1.63	0.25	-0.86	0.25	-0.74	0.25		
w	-2.38		-1.88		-1.12		-0.99			
Caso b)	-2.13	-0.38	-1.63	-0.38	-0.86	-0.38	-0.74	-0.38		
w	-1.75		-1.25		-0.49		-0.36			

Tabela 1.9 – Pressões resultantes nas fachadas, vento $\theta = 0^\circ$ (direcção y) em kN/m^2

	Zona									
	A		B		C		D		E	
	w_e	w_i	w_e	w_i	w_e	w_i	w_e	w_i	w_e	w_i
Caso a)	-1.51	0.25	-1.01	0.25	-0.63	0.25	0.89	0.25	-0.40	0.25
w	-1.76		-1.26		-0.88		0.64		-0.65	
Caso b)	-1.51	-0.38	-1.01	-0.38	-0.63	-0.38	0.89	-0.38	-0.40	-0.38
w	-1.13		-0.63		-0.25		1.27		-0.02	

Tabela 1.10 - Pressões resultantes na cobertura, vento $\theta = 0^\circ$ (direcção y) em kN/m^2

		Zona									
		<i>F</i>		<i>G</i>		<i>H</i>		<i>I</i>		<i>J</i>	
		<i>w_e</i>	<i>w_i</i>	<i>w_e</i>	<i>w_i</i>	<i>w_e</i>	<i>w_i</i>	<i>w_e</i>	<i>w_i</i>	<i>w_e</i>	<i>w_i</i>
<i>Caso 1</i>	<i>Caso a)</i>	-2.26	0.25	-1.46	0.25	-0.72	0.25	-0.73	0.25	0.10	0.25
	<i>w</i>	-2.51		-1.71		-0.97		-0.98		-0.15	
	<i>Caso b)</i>	-2.26	-0.38	-1.46	-0.38	-0.72	-0.38	-0.73	0.25	0.10	-0.38
	<i>w</i>	-1.88		-1.08		-0.34		-0.98		0.48	
<i>Caso 2</i>	<i>Caso a)</i>	-2.26	0.25	-1.46	0.25	-0.72	0.25	-0.68	0.25	-0.68	0.25
	<i>w</i>	-2.51		-1.71		-0.97		-0.93		-0.93	
	<i>Caso b)</i>	-2.26	-0.38	-1.46	-0.38	-0.72	-0.38	-0.68	0.25	-0.68	-0.38
	<i>w</i>	-1.88		-1.08		-0.34		-0.93		-0.30	
<i>Caso 3</i>	<i>Caso a)</i>	0.03	0.25	0.03	0.25	0.03	0.25	-0.73	0.25	0.10	0.25
	<i>w</i>	-0.23		-0.23		-0.23		-0.98		-0.15	
	<i>Caso b)</i>	0.03	-0.38	0.03	-0.38	0.03	-0.38	-0.73	0.25	0.10	-0.38
	<i>w</i>	0.40		0.40		0.40		-0.98		0.48	
<i>Caso 4</i>	<i>Caso a)</i>	0.03	0.25	0.03	0.25	0.03	0.25	-0.68	0.25	-0.68	0.25
	<i>w</i>	-0.23		-0.23		-0.23		-0.93		-0.93	
	<i>Caso b)</i>	0.03	-0.38	0.03	-0.38	0.03	-0.38	-0.68	0.25	-0.68	-0.38
	<i>w</i>	0.40		0.40		0.40		-0.93		-0.30	

Conforme se observa das tabelas os casos mais condicionantes para o vento com $\theta = 90^\circ$ nas fachadas e na cobertura é o caso a), para o vento com $\theta = 0^\circ$ nas fachadas prevalece o caso a), na cobertura o casos 2a) e 3b).

1.5.5 Forças do vento aplicadas ao modelo "SAP2000"

As pressões resultantes distribuídas por áreas de influência, resultam em forças uniformemente distribuídas ao longo dos vãos das madres dos alçados e da cobertura.

a) Acção do vento na direcção x – sentido positivo e negativo

Tabela 1.11 – Acção do vento segundo W_x e W_{xx} nas madres de fachada e nas platibandas

	Madres	Altura de influência (m)	W_x e W_{xx} (kN/m)				
			A	B	C	D	E
Platibandas	5	0.98	-1.7	-1.2	-0.9	1.2	-0.6
	4	0.98	-1.7	-1.2	-0.9	1.2	-0.6
Fachadas	3	1.45	-2.5	-1.8	-1.3	1.8	-0.9
	2	2.80	-4.9	-3.5	-2.5	3.5	-1.8
	1	1.60	-2.8	-2.0	-1.4	2.0	-1.0

Tabela 1.12 – Acção do vento segundo W_x nas madres de cobertura

Madres	Largura de influência (m)	W_x (kN/m)							
		P1-P2		P2-P3		P3-P4	P4-P5	P5-P6	
1	1.62	F	-3.9	H	-1.8	I	-1.6	I	-1.6
2	2.4	F	-5.7	H	-2.7	I	-2.4	I	-2.4
3	2.4	G	-4.5	H	-2.7	I	-2.4	I	-2.4
4	2.4	G	-4.5	H	-2.7	I	-2.4	I	-2.4
5	2.4	G	-4.5	H	-2.7	I	-2.4	I	-2.4
6	2.4	G	-4.5	H	-2.7	I	-2.4	I	-2.4
7	1.46	G	-2.7	H	-1.6	I	-1.4	I	-1.4
8	1.46	G	-2.7	H	-1.6	I	-1.4	I	-1.4
9	2.4	F	-5.7	H	-2.7	I	-2.4	I	-2.4
10	2.4	F	-5.7	H	-2.7	I	-2.4	I	-2.4
11	2.4					I	-2.4	I	-2.4
12	2.4					I	-2.4	I	-2.4
13	2.4					I	-2.4	I	-2.4
14	1.62						I	-1.6	

Tabela 1.13 – Acção do vento segundo W_{xx} nas madres de cobertura

Madres	Largura de influência (m)	W_{xx} (kN/m)							
		P1-P2	P2-P3	P3-P4	P4-P5	P5-P6			
1	1.62	I -1.6	I -1.6	I -1.6	I -1.6	H -1.8	F -3.9		
2	2.4	I -2.4	I -2.4	I -2.4	I -2.4	H -2.7	F -5.7		
3	2.4	I -2.4	I -2.4	I -2.4	I -2.4	H -2.7	G -4.5		
4	2.4	I -2.4	I -2.4	I -2.4	I -2.4	H -2.7	G -4.5		
5	2.4	I -2.4	I -2.4	I -2.4	I -2.4	H -2.7	G -4.5		
6	2.4	I -2.4	I -2.4	I -2.4	I -2.4	H -2.7	G -4.5		
7	1.46	I -1.4	I -1.4	I -1.4	I -1.4	H -1.6	G -2.7		
8	1.46	I -1.4	I -1.4	I -1.4	I -1.4	H -1.6	G -2.7		
9	2.4	I -2.4	I -2.4	I -2.4	I -2.4	H -2.7	F -5.7		
10	2.4	I -2.4	I -2.4	I -2.4	I -2.4	H -2.7	F -5.7		
11	2.4		I -2.4	I -2.4	I -2.4	H -2.7			
12	2.4		I -2.4	I -2.4	I -2.4	H -2.7			
13	2.4			I -2.4	I -2.4	H -2.7			
14	1.62				I -1.6				

O atrito exercido pelo vento sobre o pavilhão foi aplicado nas superfícies exteriores paralelas ao vento numa faixa localizada para além da fachada de barlavento igual a 4h. Como simplificação para os valores introduzidos no software considerou-se segundo W_x uma faixa localizada entre os pórticos P4 e P6, e segundo W_{xx} uma faixa localizada entre os pórticos P1 e P3.

Tabela 1.14 – Forças de atrito exercidas pelo vento segundo W_x nas madres de fachada e nas platibandas

	Madres	Altura de influência (m)	W_x (kN/m)				
			P1-P2	P2-P3	P3-P4	P4-P5	P5-P6
<i>Platibandas</i>	5	0.98	-	-	-	0.1	0.1
	4	0.98	-	-	-	0.1	0.1
<i>Fachadas</i>	3	1.45	-	-	-	0.1	0.1
	2	2.80	-	-	-	0.1	0.1
	1	1.60	-	-	-	0.1	0.1

Tabela 1.15 – Forças de atrito exercidas pelo vento segundo W_{xx} nas madres de fachada e nas platibandas

	<i>Madres</i>	<i>Altura de influência (m)</i>	<i>W_{xx} (kN/m)</i>				
			<i>P1-P2</i>	<i>P2-P3</i>	<i>P3-P4</i>	<i>P4-P5</i>	<i>P5-P6</i>
<i>Platibandas</i>	5	0.98	0.1	0.1	-	-	-
	4	0.98	0.1	0.1	-	-	-
<i>Fachadas</i>	3	1.45	0.1	0.1	-	-	-
	2	2.80	0.11	0.1	-	-	-
	1	1.60	0.1	0.1	-	-	-

Tabela 1.16 – Forças de atrito exercidas pelo vento segundo W_x nas madres de cobertura

<i>Madres</i>	<i>Largura de influência (m)</i>	<i>W_x (kN/m)</i>				
		<i>P1-P2</i>	<i>P2-P3</i>	<i>P3-P4</i>	<i>P4-P5</i>	<i>P5-P6</i>
1	1.62	-	-	-	0.1	0.1
2	2.4	-	-	-	0.1	0.1
3	2.4	-	-	-	0.1	0.1
4	2.4	-	-	-	0.1	0.1
5	2.4	-	-	-	0.1	0.1
6	2.4	-	-	-	0.1	0.1
7	1.46	-	-	-	0.1	0.1
8	1.46	-	-	-	0.1	0.1
9	2.4	-	-	-	0.1	0.1
10	2.4	-	-	-	0.1	0.1
11	2.4	-	-	-	0.1	0.1
12	2.4	-	-	-	0.1	0.1
13	2.4	-	-	-	0.1	0.1
14	1.62	-	-	-	0.1	0.1

Tabela 1.17 – Forças de atrito exercidas pelo vento segundo W_{xx} nas madres de cobertura

Madres	Largura de influência (m)	W_{xx} (kN/m)				
		P1-P2	P2-P3	P3-P4	P4-P5	P5-P6
1	1.62	0.1	0.1	-	-	-
2	2.4	0.1	0.1	-	-	-
3	2.4	0.1	0.1	-	-	-
4	2.4	0.1	0.1	-	-	-
5	2.4	0.1	0.1	-	-	-
6	2.4	0.1	0.1	-	-	-
7	1.46	0.1	0.1	-	-	-
8	1.46	0.1	0.1	-	-	-
9	2.4	0.1	0.1	-	-	-
10	2.4	0.1	0.1	-	-	-
11	2.4		0.1	-	-	-
12	2.4		0.1	-	-	-
13	2.4			-	-	-
14	1.62				-	

b) Acção do vento na direcção y – sentido positivo e negativo

Tabela 1.18 – Acção do vento segundo W_y e W_{yy} (casos 1 e 2) nas madres de fachada e nas platibandas

	Madres	Altura de influência (m)	W_{y1} , W_{y2} , W_{yy1} , W_{yy2} (kN/m)				
			A	B	C	D	E
<i>Platibandas</i>	5	0.98	-1.7	-1.2	-0.9	1.2	-0.6
	4	0.98	-1.7	-1.2	-0.9	1.2	-0.6
<i>Fachadas</i>	3	1.45	-2.6	-1.8	-1.3	1.8	-0.9
	2	2.80	-4.9	-3.5	-2.5	3.5	-1.8
	1	1.60	-2.8	-2.0	-1.4	2.0	-1.0

Tabela 1.19 – Acção do vento segundo Wy1 nas madres de cobertura

Madres	Largura de influência (m)	WyI (kN/m)									
		P1-P2		P2-P3		P3-P4		P4-P5		P5-P6	
1	1.62	I	-1.5	I	-1.5	I	-1.5	I	-1.5	I	-1.5
2	2.4	I	-2.2	I	-2.2	I	-2.2	I	-2.2	I	-2.2
3	2.4	I	-2.2	I	-2.2	I	-2.2	I	-2.2	I	-2.2
4	2.4	I	-2.2	I	-2.2	I	-2.2	I	-2.2	I	-2.2
5	2.4	I	-2.2	I	-2.2	I	-2.2	I	-2.2	I	-2.2
6	2.4	I	-2.2	I	-2.2	I	-2.2	I	-2.2	I	-2.2
7	1.46	J	-1.4	J	-1.4	J	-1.4	J	-1.4	J	-1.4
8	1.46	H	-1.4	H	-1.4	H	-1.4	H	-1.4	H	-1.4
9	2.4	H	-2.3	H	-2.3	H	-2.3	H	-2.3	H	-2.3
10	2.4	F -6.0 H -2.3	H -2.3	H	-2.3	H	-2.3	H	-2.3	H	-2.3 F -6.0
11	2.4			G -4.1 H -2.3	H	-2.3	H	-2.3	H	-2.3 G -4.1	
12	2.4			G -4.1 H -2.3	H	-2.3	H	-2.3	H	-2.3 G -4.1	
13	2.4				G -4.1 H -2.3	H	-2.3	H	-2.3 G -4.1		
14	1.62						G -2.8				

Tabela 1.20 – Acção do vento segundo Wyy1 nas madres de cobertura

Madres	Largura de influência (m)	Wyy1 (kN/m)									
		P1-P2		P2-P3		P3-P4		P4-P5		P5-P6	
1	1.62	F -4.1	G -2.8	G -2.8	G -1.5	G -2.8	G -2.8	G -2.8	F -4.1		
2	2.4	H -2.3		H -2.3	H -2.2	H -2.3	H -2.3	H -2.3			
3	2.4	H -2.3		H -2.3	H -2.2	H -2.3	H -2.3	H -2.3			
4	2.4	H -2.3		H -2.3	H -2.2	H -2.3	H -2.3	H -2.3			
5	2.4	H -2.3		H -2.3	H -2.2	H -2.3	H -2.3	H -2.3			
6	2.4	H -2.3		H -2.3	H -2.2	H -2.3	H -2.3	H -2.3			
7	1.46	H -1.4		H -1.4	H -1.4	H -1.4	H -1.4	H -1.4			
8	1.46	J -1.4		J -1.4	J -1.4	J -1.4	J -1.4	J -1.4			
9	2.4	I -2.2		I -2.2	I -2.3	I -2.2	I -2.2	I -2.2			
10	2.4	I -2.2		I -2.2	I -2.3	I -2.2	I -2.2	I -2.2			
11	2.4			I -2.2	I -2.3	I -2.2	I -2.2	I -2.2			
12	2.4			I -2.2	I -2.3	I -2.2	I -2.2	I -2.2			
13	2.4				I -4.1	I -2.2	I -2.2	I -2.2			
14	1.62					I -1.5					

Tabela 1.21 – Acção do vento segundo Wy2 nas madres de cobertura

Madres	Largura de influência (m)	Wy2 (kN/m)									
		P1-P2		P2-P3		P3-P4		P4-P5		P5-P6	
1	1.62	I	-1.6	I	-1.6	I	-1.6	I	-1.6	I	-1.6
2	2.4	I	-2.4	I	-2.4	I	-2.4	I	-2.4	I	-2.4
3	2.4	I	-2.4	I	-2.4	I	-2.4	I	-2.4	I	-2.4
4	2.4	I	-2.4	I	-2.4	I	-2.4	I	-2.4	I	-2.4
5	2.4	I	-2.4	I	-2.4	I	-2.4	I	-2.4	I	-2.4
6	2.4	I	-2.4	I	-2.4	I	-2.4	I	-2.4	I	-2.4
7	1.46	J	0.7	J	0.7	J	0.7	J	0.7	J	0.7
8	1.46	H	0.6	H	0.6	H	0.6	H	0.6	H	0.6
9	2.4	H	1.0	H	1.0	H	1.0	H	1.0	H	1.0
10	2.4	F	1.0	H	1.0	H	1.0	H	1.0	H	1.0
11	2.4			G	1.0	H	1.0	H	1.0	H	1.0
12	2.4			G	1.0	H	1.0	H	1.0	H	1.0
13	2.4					G	1.0	H	1.0	H	1.0
14	1.62							G	0.7		

Tabela 1.22 – Acção do vento segundo Wyy2 nas madres de cobertura

Madres	Largura de influência (m)	Wyy2 (kN/m)									
		P1-P2		P2-P3		P3-P4		P4-P5		P5-P6	
1	1.62	F	-4.1	G	-2.8	G	-2.8	G	-2.8	G	-2.8
2	2.4	H	-2.3			H	-2.3	H	-2.3	H	-2.3
3	2.4	H	-2.3			H	-2.3	H	-2.3	H	-2.3
4	2.4	H	-2.3			H	-2.3	H	-2.3	H	-2.3
5	2.4	H	-2.3			H	-2.3	H	-2.3	H	-2.3
6	2.4	H	-2.3			H	-2.3	H	-2.3	H	-2.3
7	1.46	H	-1.4			H	-1.4	H	-1.4	H	-1.4
8	1.46	J	-1.4			J	-1.4	J	-1.4	J	-1.4
9	2.4	I	-2.2			I	-2.3	I	-2.2	I	-2.2
10	2.4	I	-2.2			I	-2.3	I	-2.2	I	-2.2
11	2.4					I	-2.3	I	-2.2	I	-2.2
12	2.4					I	-2.3	I	-2.2	I	-2.2
13	2.4					I	-4.1	I	-2.2	I	-2.2
14	1.62							I	-1.5		

1.6 Acção Sísmica (E)

A acção sísmica foi definida através dos espectros de resposta de cálculo, com base na zona sísmica onde será construído o pavilhão, na classe de importância da estrutura bem como no tipo de terreno.

Deste modo, através da norma NP EN 1998-1:2010 foi possível determinar os parâmetros que definem os espectros de cálculo.

Tabela 1.23 – Parâmetros que definem os espectros de cálculo da acção sísmica tipo 1 e tipo 2

	<i>Acção sísmica tipo 1</i>	<i>Acção sísmica tipo 2</i>
<i>Zona sísmica</i>	1.4	2.3
<i>Tipo de Terreno</i>	E	E
<i>Classe de importância</i>	I	I
S_{max}	1.80	1.80
$T_B(s)$	0.1	0.10
$T_C(s)$	0.6	0.25
$T_D(s)$	2.0	2.0
$a_{gr}(m/s^2)$	1	1.7
γ	0.65	0.75
$a_g(m/s^2)$	0.65	1.28
$a_g/g(g)$	0.07	0.13
S	1.80	1.73
ξ	0.05	0.05
η	1.0	1.0
q	1.5	1.5
β	0.2	0.2

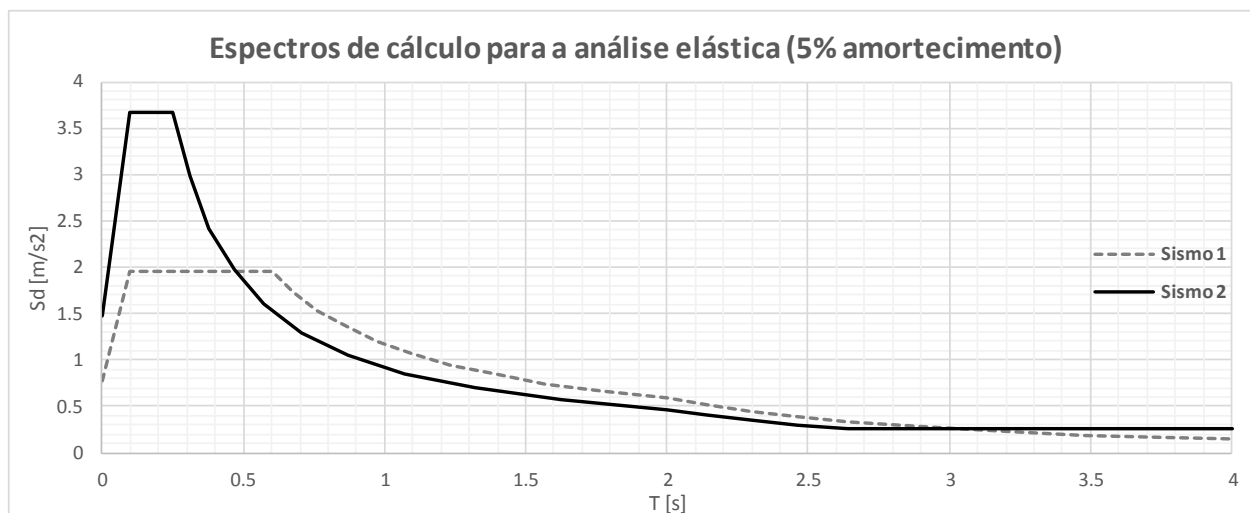


Figura 1.19 – Espectros de cálculo para a acção sísmica tipo 1 e 2

Segundo a cláusula §4.3.3.5.1 da NP EN 1998-1 as componentes horizontais da acção sísmica actuam simultaneamente, sendo os esforços devidos à combinação das componentes horizontais da acção sísmica do tipo 1 e do tipo 2 calculadas a partir das duas combinações seguintes:

$$a) E_{Ed,X} + 0.3 E_{Ed,Y}$$

$$b) 0.3 E_{Ed,X} + E_{Ed,Y}$$

A análise dinâmica da estrutura foi efectuada através do *software* "SAP2000". As massas contabilizadas foram o peso próprio da estrutura e a restante carga permanente através da função "mass source" do "SAP2000".

Foram calculados 300 modos de vibração de modo a se obter 90% da massa participada em cada direcção horizontal. Os modos com maior participação de massa são os ilustrados nas figuras seguintes.

Modo de vibração 1

Participação Modal (y-y): 29,6%

$$f = 1,274 \text{ Hz}$$

$$T = 0,785 \text{ s}$$

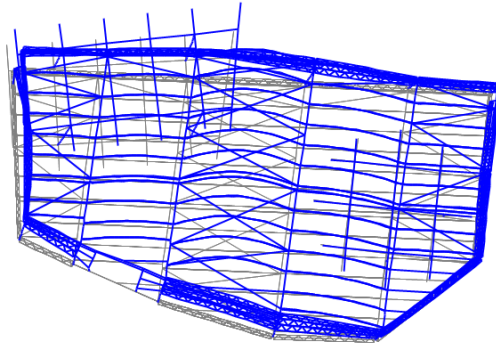


Figura 1.20 – Modo de vibração 1

Modo de vibração 2

Participação Modal (x-x): 32,7%

$$f = 1,358 \text{ Hz}$$

$$T = 0,736 \text{ s}$$

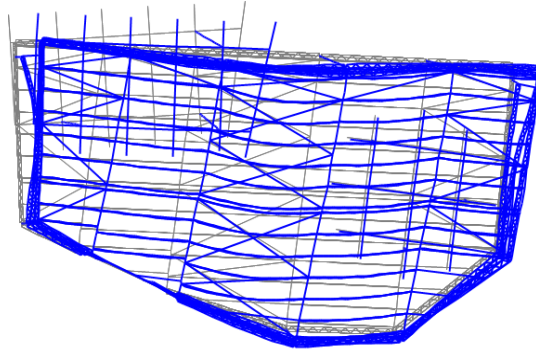


Figura 1.21 – Modo de vibração 2

Modo de vibração 6

Participação Modal (x-x): 11,3%

$$f = 2,035 \text{ Hz}$$

$$T = 0,491 \text{ s}$$

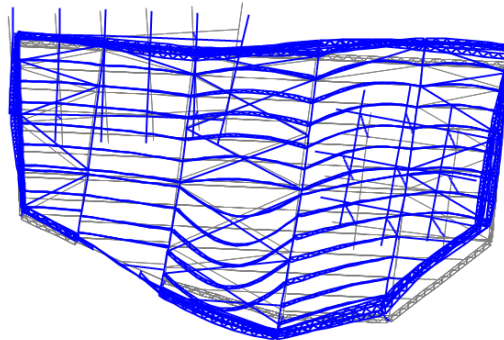


Figura 1.22 – Modo de vibração 6

Modo de vibração 7

Participação Modal (y-y): 12,7%

$$f = 2,061 \text{ Hz}$$

$$T = 0,485 \text{ s}$$

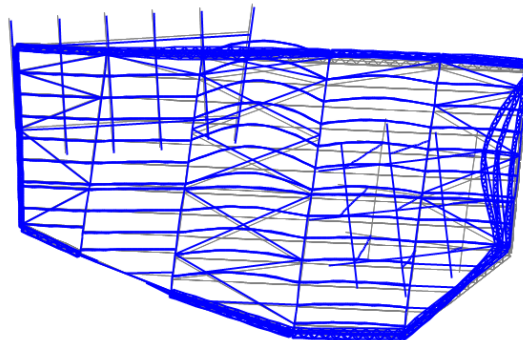


Figura 1.23 – Modo de vibração 7

2 DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA METÁLICA

O dimensionamento da estrutura metálica foi realizado a partir de uma aplicação informática desenvolvida em "Excel" para o presente projecto, a qual é bastante elaborada e é descrita de forma detalhada mais à frente, realizada a partir das expressões de dimensionamento da NP EN 1993-1-1. Foram também desenvolvidos diversos ábacos de dimensionamento utilizados quer na fase de pré-dimensionamento quer na fase do projecto de execução que acompanham a presente nota justificativa. O conjunto da aplicação informática mais os ábacos permitiram por um lado proceder ao dimensionamento e por outro fazer a comparação e validação com os diversos resultados obtidos através dos softwares utilizados neste projecto ("SAP2000", "SemiComp"). De salientar que no "SAP2000" foi ainda necessário efectuar algumas correcções, de que são exemplo os comprimentos de encurvadura de alguns dos troços que compõem os elementos da estrutura metálica.

Uma vez que a estrutura metálica é composta por um número elevado de elementos metálicos, apresenta-se apenas o estudo e análise dos mais esforçados, para os diferentes grupos de elementos estruturais considerados (madres de cobertura, madres de alçados, pilares e travessas).

- **Descrição da Aplicação Informática – Tabela de dimensionamento de secções e elementos metálicos segundo a NP EN 1993-1-1.**

Folha 1 – Perfis

Definição das características elásticas e geométricas com base numa tabela *Excel* dos fornecedores e fabricantes dos perfis metálicos "Arbed".

Folha 2 – Coeficientes gerais

Coeficientes retirados de Quadros e Tabelas do EC3.

Tabela 1 – Factores de segurança para secções e elementos (γ_{M0} e γ_{M1});

Tabela 2 – Definição dos coeficientes k e k_w que são função do tipo de ligação das secções nos apoios de extremidade e intermédios;

Quadros – Definição dos coeficientes C1, C2 e C3 utilizados na determinação do Momento Crítico (Vigas e Colunas-Viga).

Folha 3 – Tabela de Cálculo de dimensionamento de secções e elementos (Colunas, Vigas e Colunas-Viga)

Funcionamento da tabela:

Campo 1 – Identificações gerais (designação do elemento; combinação de dimensionamento condicionante; n.º da barra).

Campo 2 – Características do elemento considerado (comprimento e outros parâmetros geométricos da secção do perfil).

Campo 3 – Tipo de aço e suas propriedades gerais (f_u ; f_y ; G ; E).

Campo 4 – Secções analisadas (1 – apoio direito, 2 – meio vão, 3 – apoio esquerdo)

Introdução dos esforços actuantes de cálculo – análise por troço.

Campo 5 – Parâmetros geométricos da secção;

Propriedades elásticas e plásticas da secção em relação aos eixos principais y-y e z-z;

Classe da secção em função dos esforços actuantes.

Campo 6 – Determinação dos esforços resistentes de cálculo da secção ($N_{u,Rd}$; $N_{pl,Rd}$; $N_{t,Rd}$; $V_{pl,z,Rd}$; $V_{pl,y,Rd}$; $M_{pl,y,Rd}$; $M_{pl,z,Rd}$; $M_{el,y,Rd}$; $M_{el,z,Rd}$) com base nas expressões de dimensionamento em regime elástico e plástico da EN NP 1993-1-1;

Determinação dos esforços resistentes de cálculo da secção para esforços combinados: Flexão + Esforço Transverso (classes 1 e 2), Flexão + Esforço Transverso (classe 3), Flexão composta desviada + Esforço Transverso (classes 1 e 2) e Flexão composta desviada + Esforço Transverso (classe 3).

Campo 7 – Cálculo da Resistência de Elementos à Encurvadura por compressão (Colunas);

Determinação dos rácios finais ($N_{Ed}/N_{b,Rd}$).

Campo 8 – Cálculo da Resistência de Elementos à Encurvadura por flexão (Vigas)

Determinação dos rácios finais ($M_{y,Ed}/M_{b,Rd}$).

Campo 9 – Cálculo da Resistência de Elementos à Encurvadura por flexão + torção (Colunas-Viga)

Determinação dos Coeficientes de Momento Uniforme Equivalente C_{my} , C_{mz} , e C_{mLT} com base no diagrama de momentos flectores actuantes de cálculo entre as secções de travamento, de acordo com:

$C_{my} - M_{y,Ed}$ entre travamentos em z-z (caso normal – comprimento total do elemento)

$C_{mLT} - M_{y,Ed}$ entre travamentos em y-y (caso normal – comprimento do troço entre travamentos)

$C_{mz} - M_{z,Ed}$ entre travamentos em y-y (caso normal – comprimento do troço entre travamentos)

Determinação dos Factores de Interação k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} para elementos não susceptíveis à deformação por torção e susceptíveis à deformação por torção.

Determinação dos rácios finais de acordo com as expressões:

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}}}{\gamma_{M1}} \leq 1.0$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}}}{\gamma_{M1}} \leq 1.0$$

Folha 4 – Relatório Final

Nesta folha apresentam-se os resultados que resumem os obtidos na Tabela de Cálculo da folha 3, de um modo idêntico aos que são apresentados pela tabela "*Semicomp*", e onde estão indicados respectivamente:

- 1) Nome da barra; combinação analisada; secção; comprimento do perfil.
- 2) Factores de segurança para as secções e para os elementos.
- 3) Características do aço considerado (f_y ; E e G).
- 4) Características geométricas e elásticas da secção.
- 5) Classificação da classe da secção com base nos esforços actuantes de cálculo.
- 6) Esforços Actuantes de cálculo para a combinação em análise.
- 7) Esforços Resistentes de cálculo isolados com base nas expressões da NP EN 1993-1-1.
- 8) Rácios das secções para esforços isolados (Tracção, Compressão, Flexão em y e z, Esforço Transverso elástico e plástico).
Rácios das secções para esforços combinados (Flexão composta com esforço Transverso em y e z; Flexão composta com esforço Axial em y e z; Flexão composta desviada com esforço normal $N+M_y+M_z$; Flexão composta desviada com esforço Transverso).
- 9) Dimensionamento com base na Encurvadura por Compressão (Colunas) – Expressões de dimensionamento e rácios em y e z.
- 10) Dimensionamento com base na Encurvadura por Flexão (Vigas) – Expressões de dimensionamento e rácios finais.
- 11) Dimensionamento com base na Encurvadura por Flexão+Torção (Colunas-Viga) –
Determinação dos Factores de Interação k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} ;
Determinação dos Coeficientes de Momento Uniforme Equivalente C_m , C_{mLT} , C_{mz} ;
Aplicação das expressões de dimensionamento e rácios finais.

Nas figuras seguintes apresenta-se um exemplo do "Relatório Final" identificando-se os respectivos itens.

Dimensionamento de Elementos Metálicos						
Barra: Pilar ESQ Pórtico IV (Troço Inferior)				Factores de segurança		
Combinação: ELU.SC(T+)				$\gamma_{M0} = 1.00$		
Designação: E 5514				$\gamma_{M1} = 1.00$		
Perfil: IPE R 600				$\gamma_{M2} = 1.25$		
L= 2.8 m						
Material						
Classe Aço: S 275		$f_y = 275$ N/mm ²		$E = 210000$ N/mm ²		
Dados da secção transversal						
h [mm]	b [mm]	d [mm]	t _w [mm]	t _f [mm]	r [mm]	r1 [mm]
608	218	514	14	23	24	-
A [cm ²]	A _{vz} [cm ²]	A _{vy} [cm ²]	i _y [mm]	i _z [mm]	I _{vy} [cm ⁴]	I _{zz} [cm ⁴]
183.9	97.88	86.02	24.5	4.66	110306	3992.8
W _{el,y} [cm ³]	W _{el,z} [cm ³]	W _{pl,y} [cm ³]	W _{pl,z} [cm ³]	I _t [cm ⁴]	I _w [cm ⁶]	
3628.5	366.31	4174.9	580.18	272.97	3416000	
Classificação da secção transversal						
$c/t_w = 36.714$ $c/t_f = 3.391$ $d/t = -$		$\epsilon = 0.92$				
Flexão			Compressão			
Classe 1	Classe 2	Classe 3	Classe 1	Classe 2	Classe 3	
66.558	76.727	114.628	30.506	35.128	38.825	
			8.320	9.244	12.942	
$c/t_w \leq c/t_{w, \max}$ $c/t_f \leq c/t_{f, \max}$ $d/t \leq d/t_{\max}$						
Classe à Flexão: 1			Classe à flexão e à compressão: 1			
Classe à Compressão: 3						
Esforços actuantes de cálculo						
Secção	N _{Ed} kN	V _{z,Ed} kN	V _{y,Ed} kN	M _{z,Ed} kN.m	M _{y,Ed} kN.m	Secção mais esforçada
1	-403.431	-112.521	3.187	2.646	299.544	
2	-400.754	-112.521	3.187	-1.815	457.074	
3	-398.078	-112.521	3.187	-6.276	614.604	x
Esforços Resistentes de cálculo						
N _{u,Rd} = 5693.544 kN	V _{pl,z,Rd} = 1554.054 kN	M _{pl,y,Rd} = 1148.098 kN.m				
N _{pl,Rd} = 5057.250 kN	V _{pl,y,Rd} = 1365.751 kN	M _{pl,z,Rd} = 159.550 kN.m				
N _{t,Rd} = 5057.250 kN		M _{el,y,Rd} = 997.838 kN.m				
N _{c,Rd} = 5057.250 kN		M _{el,z,Rd} = 100.735 kN.m				

TFM - Pavilhão industrial para armazenamento de BigBags

Figura 2.1 – Folha 1/3 do Relatório Final

Resistência da Secção Transversal mais esforçada									
EN 1993-1-1, 6.2.3/6.2.4									
Tracção									
$N_{Ed} / N_{t,Rd} =$		$\leq 1,0$							
Compressão									
$N_{Ed} / N_{c,Rd} =$		$\leq 1,0$							
EN 1993-1-1, 6.2.5									
Momento Flector									
$M_{y,Ed} / M_{c,Rd} =$		$\leq 1,0$							
$M_{z,Ed} / M_{c,Rd} =$		$\leq 1,0$							
EN 1993-1-1, 6.2.6									
Esforço Transverso Plástico					Esforço Transverso Elástico				
$V_{y,Ed} / V_{c,Rd} =$		$\leq 1,0$			$V_{y,Ed} / V_{c,Rd} =$		$\leq 1,0$		
$V_{z,Ed} / V_{c,Rd} =$		$\leq 1,0$			$V_{z,Ed} / V_{c,Rd} =$		$\leq 1,0$		
$h_w/t_w =$		$\leq 72\varepsilon/\eta =$							
EN 1993-1-1, 6.2.8									
Flexão com esforço transverso									
$V_{y,Ed} =$		$\leq V_{pl,y,Rd} =$							
$V_{y,Ed} =$		$\leq 0,5 V_{pl,y,Rd} =$							
$M_{y,Ed} / M_{y,V,Rd} =$		$\leq 1,0$							
$V_{z,Ed} =$		$\leq V_{pl,z,Rd} =$							
$V_{z,Ed} =$		$\leq 0,5 V_{pl,z,Rd} =$							
$M_{z,Ed} / M_{z,V,Rd} =$		$\leq 1,0$							
EN 1993-1-1, 6.2.9									
Flexão Composta N + My									
$N_{Ed} =$		$\leq 0,25 N_{pl,Rd} =$							
$N_{Ed} =$		$\leq 0,5 h_w t_w f_y / \gamma_{M0} =$							
$M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd} =$		$\leq 1,0$							
Flexão Composta N + Mz									
$N_{Ed} =$		$\leq h_w t_w f_y / \gamma_{M0} =$							
$M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd} =$		$\leq 1,0$							
Flexão Composta Desviada N + My + Mz (Classe 1 ou 2)									
$(M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd})^\alpha + (M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd})^\beta =$		$\leq 1,0$							
EN 1993-1-1, 6.2.10									
Flexão Composta Desviada com Esforço transverso (Classe 1 ou 2)									
$(*) (M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd})^\alpha + (M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd})^\beta =$		$\leq 1,0$							
$(*)$ Caso UPN $\Rightarrow (N_{Ed} / N_{t,Rd}) + (M_{y,Ed} / M_{el,y,Rd}) + (M_{z,Ed} / M_{el,z,Rd}) \leq 1,0$									
Flexão Composta Desviada N + My + Mz (Classe 3)									
$(N_{Ed} / N_{t,Rd}) + (M_{y,Ed} / M_{el,y,Rd}) + (M_{z,Ed} / M_{el,z,Rd}) = \sigma_{x,Ed} / (f_y / \gamma_{M0}) =$		$\leq 1,0$							

TFM - Pavilhão industrial para armazenamento de BigBags

Figura 2.2 – Folha 2/3 do Relatório Final

Resistência do elemento à encurvadura			
EN 1993-1-1, 6.3.1			
Elementos uniformes comprimidos - Encurvadura por compressão "Colunas"			
Encurvadura - Eixo YY $L_{cr,y} = 6.000$ m $N_{cr,y} = 63506.134$ kN $\alpha_y = 0.21$ [-] $\lambda_y = 0.282$ [-] $\phi_y = 0.548$ [-] $\chi_y = 0.982$ [-] $N_{b,y,Rd} = 4964.369$ kN.m $N_{Ed} / N_{b,y,Rd} = 0.081 \leq 1,0$	$OK!$	Encurvadura - Eixo ZZ $L_{cr,z} = 2.800$ m $N_{cr,z} = 10555.542$ kN $\alpha_z = 0.34$ [-] $\lambda_z = 0.692$ [-] $\phi_z = 0.823$ [-] $\chi_z = 0.788$ [-] $N_{b,z,Rd} = 3985.570$ kN.m $N_{Ed} / N_{b,z,Rd} = 0.101 \leq 1,0$	$OK!$
9			
EN 1993-1-1, 6.3.2			
Elementos uniformes em flexão - Encurvadura lateral ou bambeamento "Vigas"			
Encurvadura lateral - Eixo YY $L_{cr,y} = 2.800$ m $M_{cr,y} = 4551.166$ kN $\alpha_{LT} = 0.34$ [-] $\lambda_{LT} = 0.502$ [-] $\phi_{LT} = 0.678$ [-] $\chi_{LT} = 0.883$ [-] $M_{b,Rd} = 1014.015$ kN.m $M_{y,Ed} / M_{b,Rd} = 0.606 \leq 1,0$	$z_g = 0.000$ cm Coeficientes C_1 e C_2 da ENV 1993-1-1:1993 Anexo F $C_1 = 1.321$ $C_2 = 0.000$	$OK!$	10
EN 1993-1-1, 6.3.3			
Elementos uniformes em flexão composta com compressão "Coluna-Viga" (Método 2 - Anexo B)			
Factores de Interação $k_{yy} = 0.720$ $k_{yz} = 0.279$ $k_{zy} = 0.987$ $k_{zz} = 0.466$	Coeficientes de momento uniforme equivalente C_m $C_{my} = 0.715$ $C_{mz} = 0.431$ $C_{mLT} = 0.795$	11	
$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy} (M_{y,Ed}/M_{b,Rd}) + k_{yz} (M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) = 0.081 + 0.698 + 0.011 = 0.791 \leq 1,0$	Eq. (6.61) $OK!$		
$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy} (M_{y,Ed}/M_{b,Rd}) + k_{zz} (M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) = 0.101 + 0.598 + 0.018 = 0.718 \leq 1,0$	Eq. (6.62) $OK!$		
Identificação do Projecto: TFM - Pavilhão industrial para armazenamento de BigBags Localização: Alhandra			

Figura 2.3 – Folha 3/3 do Relatório Final

2.1 Avaliação do parâmetro de carga crítica (α_{cr})

O parâmetro de carga crítica pode ser determinado com recurso a métodos aproximados, conforme se apresenta no Capítulo 9 da memória descritiva do presente trabalho, ou recorrendo a programas de cálculo apropriados de que é exemplo o "SAP2000".

Este parâmetro foi determinado para todas as combinações de acções do pórtico não contraventado, que apresenta maior vão, e por isso, o que tem maior susceptibilidade de sofrer maiores deslocamentos laterais, comparativamente com os restantes de menor vão.

Apresenta-se neste projecto o valor do parâmetro de carga crítica através da análise à encurvadura efetuada com recurso ao programa de cálculo automático "SAP2000", e recorrendo também a outros métodos simplificados, um dos quais proposto pelo EC3-1-1 (método de Horne) e também o proposto por Lim, tendo sido efetuada a comparação entre eles.

2.1.1 Determinação através da análise à encurvadura "SAP2000"

Para se efetuar uma análise à encurvadura no programa de cálculo automático, deve-se realizar uma discretização das barras no mínimo em 3 elementos. Isto deve-se ao facto dos programas de cálculo automático utilizarem uma modelação das barras baseada no método de elementos finitos (MEF). Segundo Reis e Camotim (2001) sendo o MEF um método numérico, baseado numa matriz de rigidez aproximada, é necessário refinar os elementos das barras para se obter uma aproximação da solução da matriz de rigidez exata. A diferença principal entre as matrizes de rigidez exata e aproximada, consiste na forma como os seus coeficientes dependem do esforço de compressão nos elementos, sendo que a dependência é linear no caso da matriz aproximada e não linear no caso da matriz exata. Como acima é referido deve-se "discretizar" as barras com um número de elementos suficiente, na medida em que se deve obter uma adequada aproximação da deformada obtida através do MEF em relação à deformada real.

No presente projecto as barras foram discretizadas em 6 elementos, obtendo-se a precisão adequada através da análise à encurvadura (análise de estabilidade), a qual fornece o parâmetro de carga crítica para o carregamento aplicado e o respectivo modo de instabilidade.

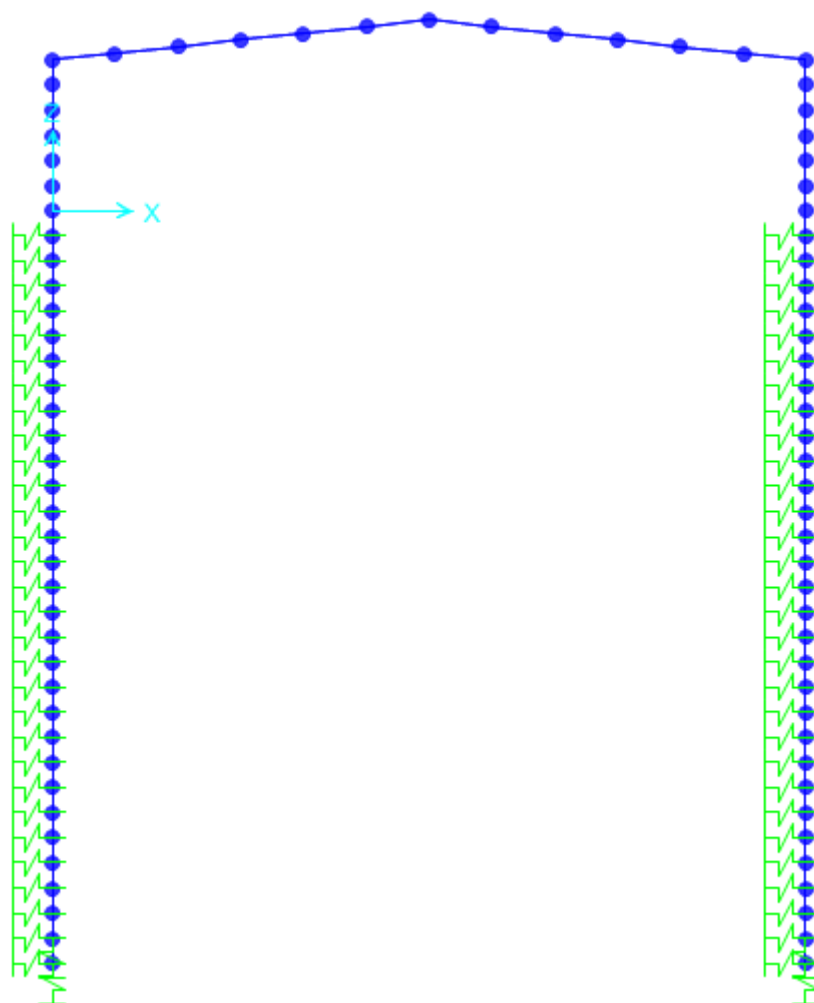


Figura 2.4 – Discretização das barras do pórtico analisado

Dado que o valor de F_{cr} (α_{cr}) permanece praticamente inalterado quando se varia a "distribuição" dos esforços normais que actuam nos pilares do pórtico, para a determinação deste, adoptou-se na análise à encurvadura, um carregamento gravítico uniformemente distribuído de 1kN/m aplicado sobre a travessa do pórtico.

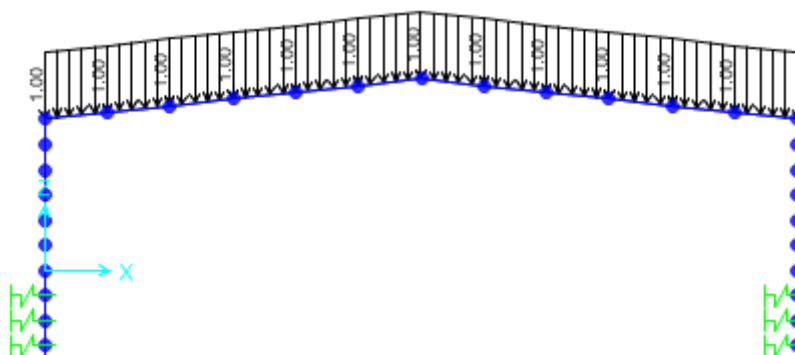


Figura 2.5 – Definição do carregamento adoptado para a determinação de F_{cr}

Os modos de instabilidade de um pórtico podem dividir-se em dois grupos, designados, respectivamente por (i) modos que envolvem deslocamentos laterais dos nós (MCDL), e (ii) modos que não envolvem deslocamentos laterais dos nós (MSDL).

Os modos de instabilidade foram obtidos através de uma análise "Buckling" efectuada com o "SAP2000", (Figura 2.7 e Figura 2.8), tendo por base o carregamento indicado na Figura 2.5.

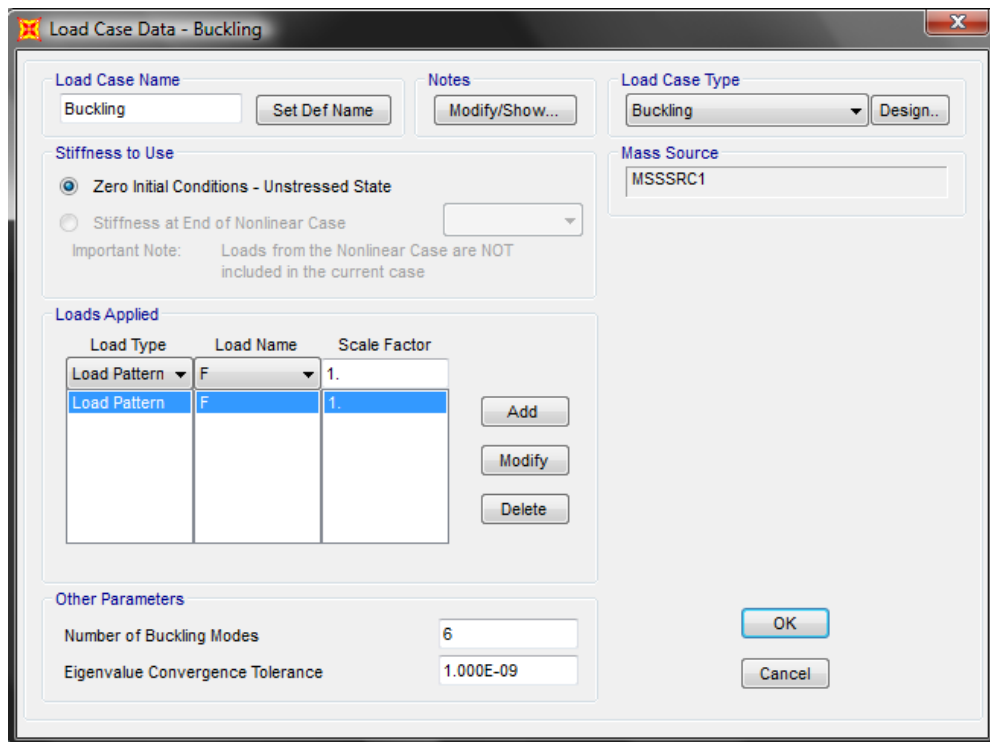


Figura 2.6 – Definição da análise de estabilidade “Buckling” realizado no "SAP2000" que fornece as cargas críticas e os modos de instabilidade

Obteve-se assim a configuração de cada modo bem como o respectivo parâmetro de carga crítica λ_{cr} .

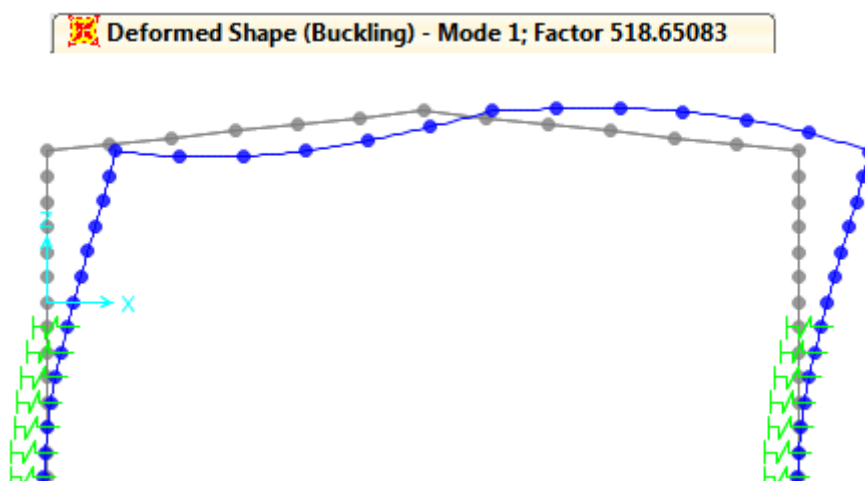


Figura 2.7 – Deformada do modo de instabilidade 1

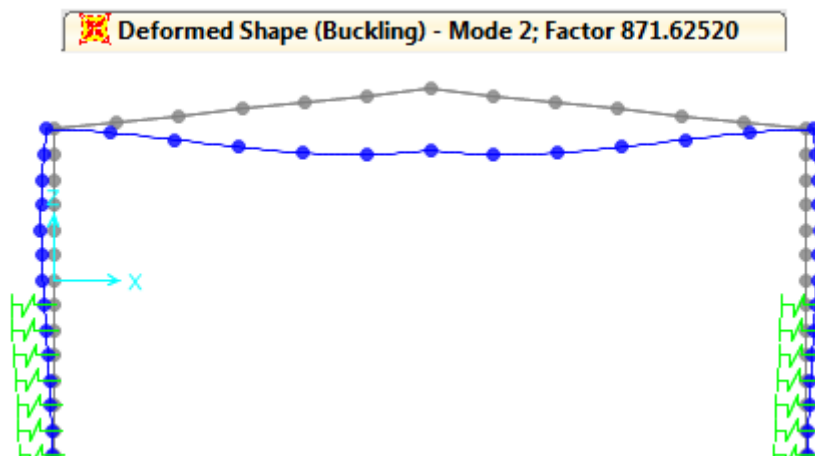


Figura 2.8 – Deformada do modo de instabilidade 2

O modo crítico de instabilidade (modo associado ao valor crítico do parâmetro de carga, λ_{cr}) envolve sempre deslocamentos laterais dos nós, pelo que corresponde ao modo de instabilidade 1 (Figura 2.7).

Deste modo, uma forma de aumentar o valor de λ_{cr} consiste em impedir total ou parcialmente esses deslocamentos laterais, operação que se designa por "contraventamento do pórtico".

Na análise linear de estabilidade, todas as forças aplicadas dependem linearmente de um único parâmetro de carga λ , o que significa que todas as forças aplicadas P_i ($i=1,\dots,n$) tomam a forma:

$$P_i = \lambda F_i$$

onde os valores de F_i definem o “perfil do carregamento”, isto é, as forças verticais que actuam no pórtico.

O valor crítico do carregamento associado à instabilidade elástica num modo global com deslocamentos laterais, determinado com base nos valores de rigidez iniciais é então dado por:

$$F_{cr} = \lambda_{cr} \sum_i F_i$$

de onde resulta no presente caso: $F_{cr} = \lambda_{cr} \sum_i F_i = 518,65 \times (15,09 + 15,09) = 15652,90 \text{ kN}$.

Apresentam-se de seguida os valores de α_{cr} obtidos para as diferentes combinações de acções actuantes de cálculo no pórtico em análise, dados por:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}}$$

Em que F_{Ed} é o valor de cálculo do carregamento vertical da estrutura, ou seja, igual ao somatório dos esforços axiais na base dos pilares, obtidos através do "SAP2000".

Tabela 2.1 – Determinação de α_{cr} através da análise à encurvadura realizada no "SAP2000"

Combinação	V_{Ed} (Pilar ESQ) [kN]	V_{Ed} (Pilar DRT) [kN]	ΣV_{Ed} [kN]	F_{cr} [kN]	α_{cr}
ELU.SC(T+)	627.69	488.47	1116.16	15652.90	14.02
ELU.Wx(T+)	339.38	223.57	562.95		27.80
ELU.Wxx(T+)	221.58	156.50	378.08		41.40
ELU.Wy1(T+)	285.89	191.23	477.12		32.81
ELU.Wy2(T+)	348.30	441.24	789.54		19.83
ELU.Wyy1(T+)	270.60	235.42	506.03		30.93

<i>ELU.Wyy2(T+)</i>	592.37	288.86	881.23	17.76
<i>ELU.T+(Wx)</i>	412.29	305.17	717.46	21.82
<i>ELU.T+(Wxx)</i>	341.61	264.92	606.54	25.81
<i>ELU.T+(Wy1)</i>	380.20	285.77	665.97	23.50
<i>ELU.T+(Wy2)</i>	417.64	435.77	853.42	18.34
<i>ELU.T+(Wyy1)</i>	371.03	312.28	683.31	22.91
<i>ELU.T+(Wyy2)</i>	564.09	344.34	908.43	17.23
<i>ELU.SC(T-)</i>	631.66	473.39	1105.05	14.16
<i>ELU.Wx(T-)</i>	343.35	208.50	551.85	28.36
<i>ELU.Wxx(T-)</i>	225.55	141.42	366.97	42.65
<i>ELU.Wy1(T-)</i>	289.86	176.16	466.02	33.59
<i>ELU.Wy2(T-)</i>	352.27	426.17	778.44	20.11
<i>ELU.Wyy1(T-)</i>	274.57	220.35	494.92	31.63
<i>ELU.Wyy2(T-)</i>	596.34	273.79	870.13	17.99
<i>ELU.T-(Wx)</i>	418.91	280.04	698.96	22.39
<i>ELU.T-(Wxx)</i>	348.23	239.80	588.03	26.62
<i>ELU.T-(Wy1)</i>	386.82	260.64	647.46	24.18
<i>ELU.T-(Wy2)</i>	424.26	410.65	834.91	18.75
<i>ELU.T-(Wyy1)</i>	377.65	287.15	664.80	23.55
<i>ELU.T-(Wyy2)</i>	570.71	319.22	889.92	17.59
<i>ELU.Sismo1x</i>	399.14	301.28	700.42	22.35
<i>ELU.Sismo1y</i>	397.25	298.12	695.37	22.51
<i>ELU.Sismo2x</i>	398.69	300.12	698.81	22.40
<i>ELU.Sismo2y</i>	397.32	297.55	694.88	22.53

2.1.2 Determinação através de métodos simplificados

2.1.2.1 Método proposto pelo EC3-1-1 (Horne)

Apresenta-se na Tabela 2.2 a obtenção do parâmetro α_{cr} através do método simplificado proposto pelo EC3-1-1 para as combinações de acções que actuam no pórtico.

Tabela 2.2 – Obtenção do parâmetro α_{cr} através do método simplificado proposto pelo EC3-1-1

Combinação	h [m]	ΣV_{Ed} [kN]	H_{Ed} [kN]	$\delta_{H,Ed}$ [m]	$N_{Ed,viga}$ [kN]	$N_{cr,viga}$ [kN]	$N_{Ed,viga} < 0.09 N_{cr,viga}$ Nota 2B EC3	α_{cr} EC3
ELU.SC(T+)	6.00	1116.16	11.18	0.0040	-289.16		11.51%	15.02
ELU.Wx(T+)		562.95	10.97	0.0039	0.00		0.00%	29.98
ELU.Wxx(T+)		378.08	6.49	0.0023	0.00		0.00%	44.78
ELU.Wy1(T+)		477.12	85.08	0.0304	-14.69		0.58%	35.19
ELU.Wy2(T+)		789.54	68.57	0.0245	-191.63		7.63%	21.27
ELU.Wyy1(T+)		506.03	114.02	0.0407	-84.17		3.35%	33.22
ELU.Wyy2(T+)		881.23	77.21	0.0276	-193.01		7.68%	19.05
ELU.T+(Wx)		717.46	14.33	0.0051	0.00		0.00%	23.50
ELU.T+(Wxx)		606.54	5.46	0.0019	0.00		0.00%	28.43
ELU.T+(Wy1)		665.97	45.98	0.0164	-84.52		3.36%	25.26
ELU.T+(Wy2)		853.42	36.08	0.0129	-190.41		7.58%	19.66
ELU.T+(Wyy1)		683.31	76.16	0.0272	-88.53		3.52%	24.59
ELU.T+(Wyy2)		908.43	54.08	0.0193	-184.83		7.36%	18.51
ELU.SC(T-)		1105.05	24.56	0.0088	-288.60	2512.35	11.49%	15.15
ELU.Wx(T-)		551.85	6.40	0.0023	0.00		0.00%	30.25
ELU.Wxx(T-)		366.97	19.87	0.0071	0.00		0.00%	45.76
ELU.Wy1(T-)	6.00	466.02	98.47	0.0351	-15.31		0.61%	36.12
ELU.Wy2(T-)		778.44	81.96	0.0293	-191.07		7.61%	21.56
ELU.Wyy1(T-)		494.92	100.56	0.0359	-88.59		3.53%	33.96
ELU.Wyy2(T-)		870.13	63.74	0.0227	-197.42		7.86%	19.36
ELU.T-(Wx)		698.96	13.05	0.0047	0.00		0.00%	23.83
ELU.T-(Wxx)		588.03	21.14	0.0075	0.00		0.00%	28.76
ELU.T-(Wy1)		647.46	68.30	0.0244	-85.56		3.41%	25.94
ELU.T-(Wy2)		834.91	58.39	0.0208	-189.48		7.54%	20.17
ELU.T-(Wyy1)		664.80	53.72	0.0192	-95.89		3.82%	25.25
ELU.T-(Wyy2)		889.92	31.63	0.0113	-185.87		7.40%	18.87
ELU.Sismo1x		700.42	14.39	0.0051	-143.75		5.72%	24.17

<i>ELU.Sismo1y</i>	695.37	16.41	0.0059	-145.03	5.77%	24.00
<i>ELU.Sismo2x</i>	698.81	13.98	0.0050	-143.54	5.71%	24.01
<i>ELU.Sismo2y</i>	694.88	15.63	0.0056	-144.55	5.75%	24.10

2.1.2.2 Método proposto por Lim

Este método conservativo foi desenvolvido para pórticos onde $N_{Ed,viga} > 0,09 N_{cr,viga}$. A compressão máxima no pórtico em estudo é de 11,51% de $N_{cr,viga}$.

Tabela 2.3 – Obtenção do parâmetro α_{cr} através do método simplificado proposto por Lim

Combinação	<i>h</i> [m]	ΣV_{Ed} [kN]	H_{NHF} [kN]	$\delta_{H,Ed}$ [m]	$N_{Ed,viga}$ [kN]	$N_{cr,viga}$ [kN]	$N_{Ed,viga} < 0.09 N_{cr,viga}$ Nota 2B do EC3	α_{cr} LIM
<i>ELU.SC(T+)</i>	6.00	1116.16	5.58	0.0020	-289.16		11.51%	10.62
<i>ELU.Wx(T+)</i>		562.95	2.81	0.0010	0.00		0.00%	24.00
<i>ELU.Wxx(T+)</i>		378.08	1.89	0.0007	0.00		0.00%	34.29
<i>ELU.Wy1(T+)</i>		477.12	2.39	0.0009	-14.69		0.58%	26.51
<i>ELU.Wy2(T+)</i>		789.54	3.95	0.0014	-191.63		7.63%	15.84
<i>ELU.Wyy1(T+)</i>		506.03	2.53	0.0009	-84.17		3.35%	25.77
<i>ELU.Wyy2(T+)</i>		881.23	4.41	0.0016	-193.01		7.68%	13.85
<i>ELU.T+(Wx)</i>		717.46	3.59	0.0013	0.00		0.00%	18.46
<i>ELU.T+(Wxx)</i>		606.54	3.03	0.0011	0.00		0.00%	21.82
<i>ELU.T+(Wy1)</i>		665.97	3.33	0.0012	-84.52		3.36%	19.33
<i>ELU.T+(Wy2)</i>		853.42	4.27	0.0015	-190.41		7.58%	14.79
<i>ELU.T+(Wyy1)</i>		683.31	3.42	0.0012	-88.53	2512.35	3.52%	19.30
<i>ELU.T+(Wyy2)</i>		908.43	4.54	0.0016	-184.83		7.36%	13.90
<i>ELU.SC(T-)</i>		1105.05	5.53	0.0020	-288.60		11.49%	10.62
<i>ELU.Wx(T-)</i>		551.85	2.76	0.0010	0.00		0.00%	24.00
<i>ELU.Wxx(T-)</i>		366.97	1.83	0.0007	0.00		0.00%	34.29
<i>ELU.Wy1(T-)</i>		466.02	2.33	0.0008	-15.31		0.61%	29.82
<i>ELU.Wy2(T-)</i>		778.44	3.89	0.0014	-191.07		7.61%	15.84
<i>ELU.Wyy1(T-)</i>		494.92	2.47	0.0009	-88.59		3.53%	25.73
<i>ELU.Wyy2(T-)</i>		870.13	4.35	0.0016	-197.42		7.86%	13.82
<i>ELU.T-(Wx)</i>		698.96	3.49	0.0012	0.00		0.00%	20.00
<i>ELU.T-(Wxx)</i>		588.03	2.94	0.0010	0.00		0.00%	24.00
<i>ELU.T-(Wy1)</i>		647.46	3.24	0.0012	-85.56		3.41%	19.32

<i>ELU.T-(Wy2)</i>	834.91	4.17	0.0015	-189.48	7.54%	14.79
<i>ELU.T-(Wyy1)</i>	664.80	3.32	0.0012	-95.89	3.82%	19.24
<i>ELU.T-(Wyy2)</i>	889.92	4.45	0.0016	-185.87	7.40%	13.89
<i>ELU.Sismo1x</i>	700.42	3.50	0.0012	-143.75	5.72%	18.86
<i>ELU.Sismo1y</i>	695.37	3.48	0.0012	-145.03	5.77%	18.85
<i>ELU.Sismo2x</i>	698.81	3.49	0.0012	-143.54	5.71%	18.86
<i>ELU.Sismo2y</i>	694.88	3.47	0.0012	-144.55	5.75%	18.85

2.1.2.3 Comparação dos resultados obtidos

No quadro seguinte está indicada a comparação dos α_{cr} obtidos pelos diferentes métodos (Tabela 2.4).

Tabela 2.4 – Comparação dos α_{cr}

<i>Combinação</i>	α_{cr} <i>Análise de Estabilidade</i>	α_{cr} <i>EC3-1-1 (Horne)</i>	α_{cr} <i>Lim</i>
<i>ELU.SC(T+)</i>	14.02	15.02	10.62
<i>ELU.Wx(T+)</i>	27.80	29.98	24.00
<i>ELU.Wxx(T+)</i>	41.40	44.78	34.29
<i>ELU.Wy1(T+)</i>	32.81	35.19	26.51
<i>ELU.Wy2(T+)</i>	19.83	21.27	15.84
<i>ELU.Wyy1(T+)</i>	30.93	33.22	25.77
<i>ELU.Wyy2(T+)</i>	17.76	19.05	13.85
<i>ELU.T+(Wx)</i>	21.82	23.50	18.46
<i>ELU.T+(Wxx)</i>	25.81	28.43	21.82
<i>ELU.T+(Wy1)</i>	23.50	25.26	19.33
<i>ELU.T+(Wy2)</i>	18.34	19.66	14.79
<i>ELU.T+(Wyy1)</i>	22.91	24.59	19.30
<i>ELU.T+(Wyy2)</i>	17.23	18.51	13.90
<i>ELU.SC(T-)</i>	14.16	15.15	10.62
<i>ELU.Wx(T-)</i>	28.36	30.25	24.00
<i>ELU.Wxx(T-)</i>	42.65	45.76	34.29
<i>ELU.Wy1(T-)</i>	33.59	36.12	29.82
<i>ELU.Wy2(T-)</i>	20.11	21.56	15.84
<i>ELU.Wyy1(T-)</i>	31.63	33.96	25.73
<i>ELU.Wyy2(T-)</i>	17.99	19.36	13.82
<i>ELU.T-(Wx)</i>	22.39	23.83	20.00
<i>ELU.T-(Wxx)</i>	26.62	28.76	24.00
<i>ELU.T-(Wy1)</i>	24.18	25.94	19.32
<i>ELU.T-(Wy2)</i>	18.75	20.17	14.79

<i>ELU.T-(Wyy1)</i>	23.55	25.25	19.24
<i>ELU.T-(Wyy2)</i>	17.59	18.87	13.89
<i>ELU.Sismo1x</i>	22.35	24.17	18.86
<i>ELU.Sismo1y</i>	22.51	24.00	18.85
<i>ELU.Sismo2x</i>	22.40	24.01	18.86
<i>ELU.Sismo2y</i>	22.53	24.10	18.85

Conclusão: Para efeitos de validação da consideração dos efeitos de segunda ordem na análise global, conclui-se que o pórtico é classificado como estrutura sem deslocamentos laterais para todas as combinações de acções uma vez que $\alpha_{cr} \geq 10$.

Uma vez que o pórtico não é sensível aos efeitos de segunda ordem, não se contabilizaram os efeitos de amplificação, e não foi pois necessário proceder a outras análises complementares de estabilidade que são necessárias realizar nos pórticos com comportamento "Sway".

2.2 Estados Limites Últimos

2.2.1 Pórticos

Esquema Estrutural – Os pórticos das empenas são constituídos por dois pilares IPE400 e um pilar central IPE270 ligados por travessas IPE600. Todos os pórticos centrais são constituídos por pilares e travessas IPE600R com esquadros rigidificadores nas ligações pilares-travessa.

Vãos dos pórticos – Os vãos dos pórticos são muito irregulares e variam entre os 19,9 m e os 30,0 m.

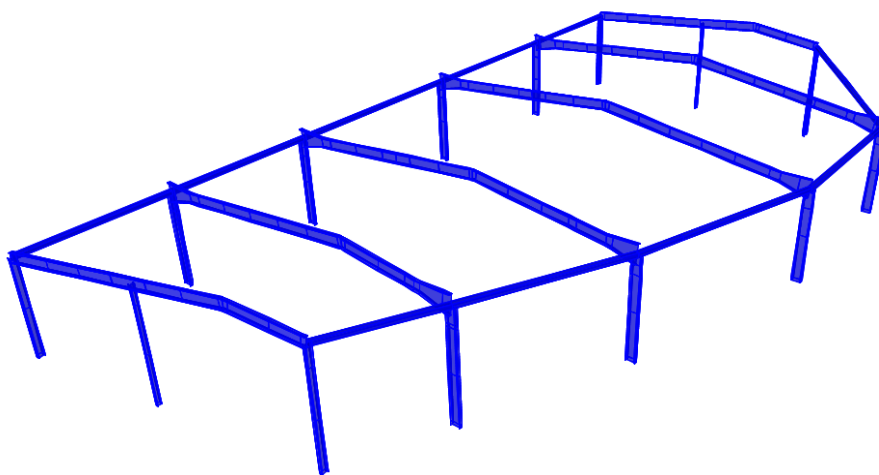


Figura 2.9 – Perspectiva geral dos pórticos que constituem o pavilhão.

A verificação da segurança aos Estados Limites Últimos dos elementos foi feita para o pórtico de maior vão (30,0 m), e para a combinação de acções que conduz um maior rácio.

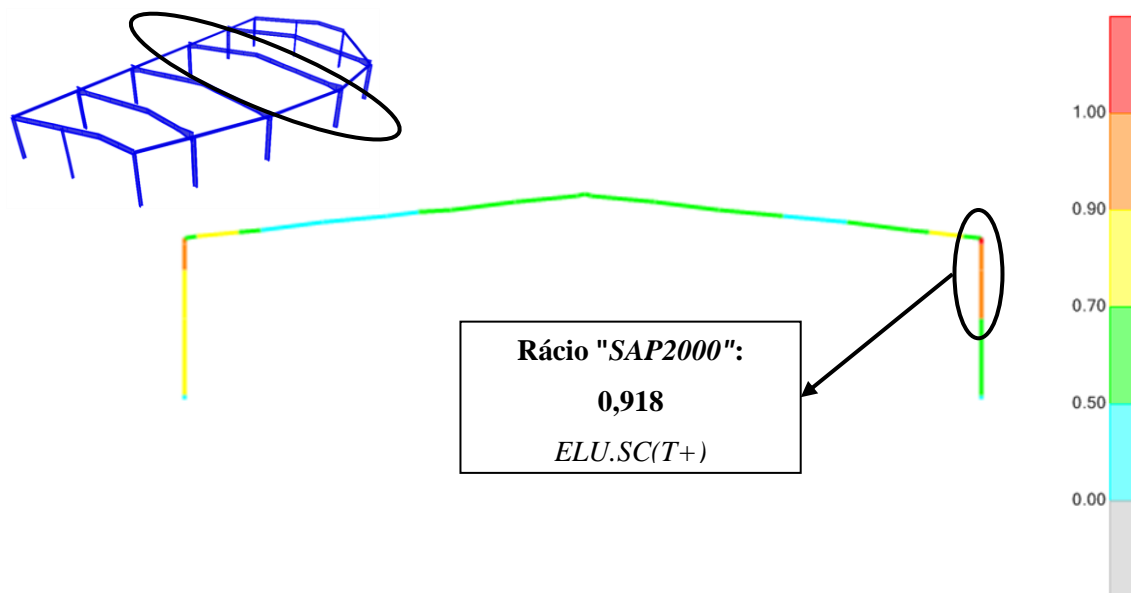


Figura 2.10 – Rácio da combinação mais desfavorável em relação aos Estados Limites Últimos obtido do software "SAP2000"

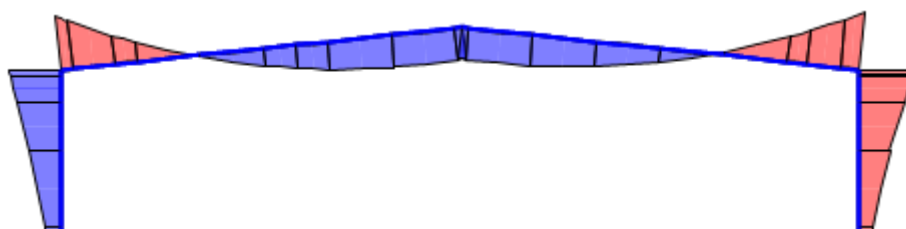


Figura 2.11 – Diagrama de momentos flectores $M_{y,Ed}$ para a combinação $ELU.SC(T+)$

2.2.1.1 Pilares

Comprimentos estáveis entre travamentos laterais adjacentes

De referir, antes de mais, que os efeitos de encurvadura lateral poderão ser ignorados sempre que o comprimento L do troço compreendido entre a secção travada onde se forma uma rótula plástica e o travamento lateral adjacente não seja superior a L_m , onde:

$$L_m = \frac{38i_z}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \left(\frac{N_{Ed}}{A} \right) + \frac{1}{756 C_1^2} \left(\frac{W_{pl,y}^2}{A I_T} \right) \left(\frac{f_y}{235} \right)^2}}$$

Em que:

N_{Ed}	valor de cálculo do esforço axial de compressão [N] que actua no elemento;
A	área da secção transversal [mm ²] do elemento;
$W_{pl,y}$	módulo de flexão plástico da secção do elemento;
I_T	constante de torção de St. Venant da secção do elemento;
f_y	tensão de cedência [N/mm ²];
C_1	coeficiente para ter em conta a distribuição de momentos e as condições de apoio nas extremidades; C_1 poderá tomar-se igual a k_c^{-2} , sendo k_c obtido do Quadro 6.6 da NP EN 1993-1-1.

desde que o elemento esteja impedido de se deslocar lateralmente na secção onde se forma a rótula plástica e a outra extremidade do troço esteja travada, ou através de:

- um travamento lateral do banzo comprimido, quando um dos banzos se encontra comprimido ao longo de todo o comprimento do troço;
- um travamento à torção;
- um travamento lateral nessa extremidade do troço combinado com um travamento à torção.

No projecto do pavilhão os travamentos utilizados são realizados por meio das madres dos alçados. O afastamento entre madres é de 2,80 m. O limite máximo definido no Anexo BB da norma NP EN 1993-1-1 foi determinado através da expressão anterior, em que C_1 é um factor que tem em conta a forma do diagrama de momento flector.

O Anexo F da ENV 1993-1-1 define os valores de C_1 para diferentes formas dos diagramas de momentos flectores.

Para diagramas lineares o valor de C_1 depende da relação entre o momento flector mínimo e o máximo no troço considerado. C_1 foi considerado igual a k_c^{-2} , em que k_c é obtido do Quadro 6.6 da NP EN 1993-1-1.

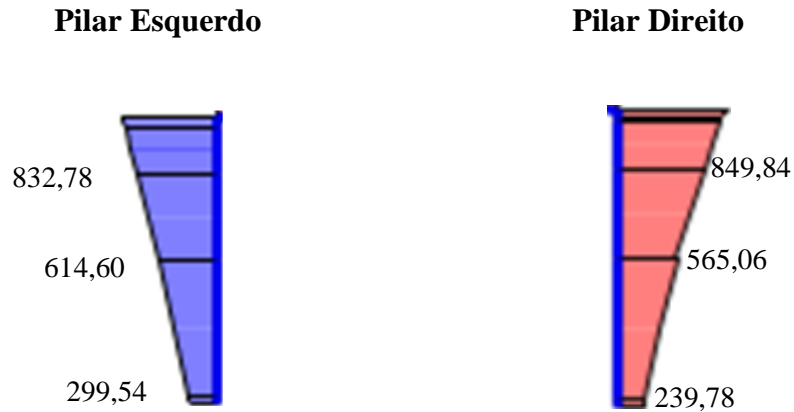


Figura 2.12 – Diagramas de momentos flectores nos pilares do pórtico para a combinação ELU.SC(T+)

As relações de momentos flectores para os troços superior e inferior dos pilares (sem considerar a zona compreendida entre o topo dos pilares e a base do esquadro) são as seguintes:

Pilar Esquerdo

$$\psi = \frac{614,60}{832,78} = 0,738 \quad \left\{ \begin{array}{l} k_c = \frac{1}{1,33 - 0,33 \times \psi} = \frac{1}{1,33 - 0,33 \times 0,738} = 0,920 \\ C_1 = k_c^{-2} = 0,920^{-2} = 1,18 \end{array} \right.$$

$$\psi = \frac{299,54}{614,60} = 0,487 \quad \left\{ \begin{array}{l} k_c = \frac{1}{1,33 - 0,33 \times \psi} = \frac{1}{1,33 - 0,33 \times 0,487} = 0,855 \\ C_1 = k_c^{-2} = 0,855^{-2} = 1,37 \end{array} \right.$$

$C_1 = 1,18$ é o caso mais desfavorável pelo que é o caso que requer ser verificado.

$$L_m = \frac{38 \times 46,6}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \left(\frac{447,53 \times 10^3}{18390} \right) + \frac{1}{756 \times 1,18^2} \left(\frac{(4174,9 \times 10^3)^2}{18390 \times 272,97 \times 10^4} \right) \left(\frac{275}{235} \right)^2}} = 1892,36 \text{ mm}$$

Pilar Direito

$$\psi = \frac{565,06}{849,84} = 0,665 \quad \left\{ \begin{array}{l} k_c = \frac{1}{1,33 - 0,33 \times \psi} = \frac{1}{1,33 - 0,33 \times 0,665} = 0,900 \\ C_1 = k_c^{-2} = 0,900^{-2} = 1,23 \end{array} \right.$$

$$\psi = \frac{239,78}{565,06} = 0,424 \quad \left\{ \begin{array}{l} k_c = \frac{1}{1,33 - 0,33 \times \psi} = \frac{1}{1,33 - 0,33 \times 0,424} = 0,840 \\ C_1 = k_c^{-2} = 0,840^{-2} = 1,42 \end{array} \right.$$

$C_1 = 1,23$ é o caso mais desfavorável pelo que é o caso que requer ser verificado.

$$L_m = \frac{38 \times 46,6}{\sqrt{\frac{1}{57,4} \left(\frac{373,04 \times 10^3}{18390} \right) + \frac{1}{756 \times 1,23^2} \left(\frac{(4174,9 \times 10^3)^2}{18390 \times 272,97 \times 10^4} \right) \left(\frac{275}{235} \right)^2}} = 2019,18 \text{ mm}$$

Se o banzo traccionado do pilar estiver travado entre travamentos à torção, e a distância entre as madres for suficientemente pequena ($L \leq L_m$), poder-se-á retirar partido desta situação, desprezando a encurvadura lateral fora do plano.

No caso em estudo a distância entre madres dos alçados de fachada é de 2800 mm, superior ao comprimento estável entre travamentos laterais adjacentes ($L_m = \text{mín}\{1892,36 \text{ mm e } 2019,18\}$), pelo que se adopta o procedimento normal de cálculo (verificação da encurvadura feita entre travamentos à torção) que é assegurada pelas madres compostas.

A) Resultados a partir do software "SAP2000"

Pilar Direito – Troço Superior (L=1,80m)

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : KN, m, C

Frame : 27 X Mid: 39.202 Combo: ELU.SC(T+) Design Type: Column
 Length: 1.800 Y Mid: 4.748 Shape: IPE600R Frame Type: DCL-MRF
 Loc : 0.000 Z Mid: 3.900 Class: Class 1 Rolled : Yes

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10 Reliability=Class 2
 Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
 Ignore Seismic Code? No Ignore Special EQ Load? No D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1.00 GammaM1=1.00 GammaM2=1.25
 q=4.00 Omega=1.00 GammaOV=1.10
 An/Ag=1.00 RLLF=1.000 PLLF=0.750 D/C Lim=1.000

Aeff=0.018 eNy=0.000 eNz=0.000
 A=0.018 Iyy=0.001 iyy=0.245 Wel,yy=0.004 Weff,yy=0.004
 It=2.710E-06 Izz=3.993E-05 izz=0.047 Wel,zz=3.663E-04 Weff,zz=3.663E-04
 Iw=3.416E-06 Iyz=0.000 h=0.608 Wpl,yy=0.004 Av,z=0.011
 E=210000000.0 fy=275000.000 fu=430000.000 Wpl,zz=5.800E-04 Av,y=0.010

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0.000	-316.261	-554.765	20.645	163.930	13.620	-0.030

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)

D/C Ratio: 0.918 = 0.069 + 0.779 + 0.069 < 1.000 OK

$$= NEd / (Chi_z NRk / GammaM1) + kzy (My,Ed + NEd eNy) / (Chi_LT My,Rk / GammaM1) + kzz (Mz,Ed + NEd eNz) / (Mz,Rk / GammaM1)$$
 (EC3 6.3.3(4)-6.62)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity
Axial	-316.261	5060.000	5060.000

	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	5060.000	5696.640	38706.038	38706.038	1.000

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	a	0.210	63310.074	0.283	0.549	0.982	4966.397
MajorB (y-y)	a	0.210	63310.074	0.283	0.549	0.982	4966.397
Minor (z-z)	b	0.340	25543.085	0.445	0.641	0.908	4593.330
MinorB (z-z)	b	0.340	25543.085	0.445	0.641	0.908	4593.330
Torsional TF	b	0.340	38706.038	0.362	0.593	0.941	4761.735

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major (y-y)	-554.765	-849.839	1148.125	1148.125	1148.125	1084.980
Minor (z-z)	20.645	20.645	159.500	159.500	159.500	

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	b	0.340	0.351	0.587	0.945	1.188	9307.398

	kyy	kyz	kzy	kzz
Factors	1.005	0.321	0.995	0.535

Figura 2.13 – Folha de dimensionamento do "SAP2000" para o perfil IPE600R (troço superior do pilar)

Pilar Direito – Troço Inferior (L=2,80m)

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : KN, m, C

Frame : 5542 X Mid: 39.202 Combo: ELU.SC(T+) Design Type: Column
 Length: 2.800 Y Mid: 4.748 Shape: IPE600R Frame Type: DCL-MRF
 Loc : 2.800 Z Mid: 1.600 Class: Class 1 Rolled : Yes

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10 Reliability=Class 2
 Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
 Ignore Seismic Code? No Ignore Special EQ Load? No D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1.00 GammaM1=1.00 GammaM2=1.25
 q=4.00 Omega=1.00 GammaOV=1.10
 An/Ag=1.00 RLLF=1.000 PLLF=0.750 D/C Lim=1.000

Aeff=0.018 eNy=0.000 eNz=0.000
 A=0.018 Iyy=0.001 iyy=0.245 Wel,yy=0.004 Weff,yy=0.004
 It=2.710E-06 Izz=3.993E-05 izz=0.047 Wel,zz=3.663E-04 Weff,zz=3.663E-04
 Iw=3.416E-06 Iyz=0.000 h=0.608 Wpl,yy=0.004 Av,z=0.011
 E=210000000.0 fy=275000.000 fu=430000.000 Wpl,zz=5.800E-04 Av,y=0.010

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
2.800	-336.533	-565.056	-4.185	116.171	1.788	0.003

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)

D/C Ratio: 0.647 = $0.084 + 0.548 + 0.015 < 1.000$ OK

$$= \frac{Ned}{(Chi_z NRk/GammaM1)} + kzy \frac{(My,Ed+NEd eNy)}{(Chi_LT My,Rk/GammaM1)} + kzz \frac{(Mz,Ed+NEd eNz)}{(Mz,Rk/GammaM1)}$$
 (EC3 6.3.3(4)-6.62)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity
Axial	-336.533	5060.000	5060.000

	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	5060.000	5696.640	18063.409	18063.409	1.000

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	a	0.210	63310.917	0.283	0.549	0.982	4966.399
MajorB (y-y)	a	0.210	63310.917	0.283	0.549	0.982	4966.399
Minor (z-z)	b	0.340	10556.071	0.692	0.823	0.788	3987.353
MinorB (z-z)	b	0.340	10556.071	0.692	0.823	0.788	3987.353
Torsional TF	b	0.340	18063.409	0.529	0.696	0.871	4407.350

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major (y-y)	-565.056	-565.056	1148.125	1148.125	1148.125	1019.362
Minor (z-z)	-4.185	-4.185	159.500	159.500	159.500	

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	b	0.340	0.492	0.671	0.888	1.380	4747.786

	kyy	kyz	kzy	kzz
Factors	1.006	0.334	0.989	0.556

Figura 2.14 – Folha de dimensionamento do "SAP2000" para o perfil IPE600R (troço inferior do pilar)

B) Dimensionamento pela tabela de cálculo "SemiComp"**b1) Verificação da secção mais esforçada****Pilar Direito**

SEMICOMP Cross-Section Check																	
<div style="text-align: right; margin-bottom: 5px;">Choose method EN 1993-1-1 (elastic Resistance)</div> <div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div> $N_{Ed} = -312.820 \text{ kN}$ $M_{y,Ed} = -849.839 \text{ kNm}$ $M_{z,Ed} = -3.870 \text{ kNm}$ </div> <div> $V_{z,Ed} = 163.930 \text{ kN}$ $V_{y,Ed} = 13.620 \text{ kN}$ </div> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; text-align: center;">Perform cross-section checks</div> </div>																	
<p><i>Reference values for classification</i></p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div> $c/t_w = 36.714$ $c/t_f = 3.391$ </div> <div> $\alpha_{web} = 0.590$ $\alpha_{flange} = 1.000$ </div> <div> $\psi_{web} = -0.842$ $\psi_{flange} = 0.971$ </div> <div> $\varepsilon = 0.924$ $\varepsilon_{mod,c3/4} = \text{NaN}$ </div> </div> <p><i>Boundaries</i></p> <table style="width: 100%; text-align: center;"> <thead> <tr> <th></th> <th>Class 1</th> <th>Class 2</th> <th>Class 3</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$c/t_w \leq c/t_{w, max}$</td> <td>54.861</td> <td>63.173</td> <td>98.991</td> </tr> <tr> <td>$c/t_f \leq c/t_{f, max}$</td> <td>8.320</td> <td>9.244</td> <td>12.761</td> </tr> </tbody> </table> <p style="text-align: center;">Cross section class = 1</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; font-size: small;">Note: This tool is only applicable to Class 1 to 3. For Class 4 elastic cross-section values are used for all calculations.</div>							Class 1	Class 2	Class 3	$c/t_w \leq c/t_{w, max}$	54.861	63.173	98.991	$c/t_f \leq c/t_{f, max}$	8.320	9.244	12.761
	Class 1	Class 2	Class 3														
$c/t_w \leq c/t_{w, max}$	54.861	63.173	98.991														
$c/t_f \leq c/t_{f, max}$	8.320	9.244	12.761														
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div> $M_{pl,y,Rd} = 1148.11 \text{ kNm}$ $M_{el,y,Rd} = 997.84 \text{ kNm}$ $N_{Rd} = 5057.37 \text{ kN}$ </div> <div> $M_{pl,z,Rd} = 159.55 \text{ kNm}$ $M_{el,z,Rd} = 100.74 \text{ kNm}$ </div> <div> $V_{pl,z,Rd} = 1554.12 \text{ kN}$ $V_{pl,y,Rd} = 1592.16 \text{ kN}$ </div> </div>																	
<p>EN 1993-1-1, 6.2.3 / 6.2.4 <i>Tension or compression</i></p> $U_{(6.5)/(6.9)} = 0.062 \leq 1,0$ ok																	
<p>EN 1993-1-1, 6.2.5 <i>Bending moment</i></p> $U_{strong A.} = 0.740 \leq 1,0$ ok $U_{weak A.} = 0.024 \leq 1,0$ ok																	
<p>EN 1993-1-1, 6.2.6 <i>Shear</i></p> <div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div> $U_{z-plastic} = 0.105 \leq 1,0$ ok $U_{z-elastic} = 0.140 \leq 1,0$ ok $h_w/t_w = 41.429 \leq 72\varepsilon/\eta = 55.465$ ok </div> <div> $U_{y-plastic} = 0.009 \leq 1,0$ ok $U_{y-elastic} = 0.013 \leq 1,0$ ok </div> </div>																	
<p>EN 1993-1-1, 6.2.9 <i>Bending and axial force</i></p> $U_{(6.41)/(6.42)} = 0.572 \leq 1,0$ ok $UF = 0.752$																	
<p><small>Comment: Shear Interaction is not considered within this software tool. If the utilization for shear is higher than 0.5, an additional check for shear interaction is necessary.</small></p>																	

Figura 2.15 – Folha de cálculo do software "SemiComp" para a verificação da secção mais esforçada sujeita a esforços simples e combinados

b2) Verificação do elemento à Encurvadura por Flexão Composta com Compressão (Colunas-Viga)

Nota: Este software não pode ser utilizado neste caso particular uma vez que a posição dos travamentos laterais é limitada em número e só é aplicável para espaçamentos equidistantes.

C) Verificação através da Tabela de Cálculo realizada para o presente trabalho

Verificação da secção mais esforçada e do elemento à encurvadura.

Dimensionamento de Elementos Metálicos						
Barra:	Pilar DRT Pórtico IV (Troço Superior)			Factores de segurança		
Combinação:	ELU.SC(T+)			γ_{M0}	1.00	
Designação:	E_27			γ_{M1}	1.00	
Perfil:	IPE R 600			γ_{M2}	1.25	
L=	1.8 m					
Material						
Classe Aço:	S 275		f_y	275 N/mm ²		E = 210000 N/mm ²
Dados da secção transversal						
h [mm]	b [mm]	d [mm]	t _w [mm]	t _f [mm]	r [mm]	r1 [mm]
608	218	514	14	23	24	-
A [cm ²]	A _y [cm ²]	A _{xy} [cm ²]	i _y [mm]	i _z [mm]	I _{yy} [cm ⁴]	I _{zz} [cm ⁴]
183.9	97.88	86.02	24.5	4.66	110306	3992.8
W _{el,y} [cm ³]	W _{el,z} [cm ³]	W _{pl,y} [cm ³]	W _{pl,z} [cm ³]	I _t [cm ⁴]	I _w [cm ⁶]	
3628.5	366.31	4174.9	580.18	272.97	3416000	
Classificação da secção transversal						
c/t _w =	36.714		ϵ = 0.92			
c/t _f =	3.391					
d/t =						
	Flexão			Compressão		
	Classe 1	Classe 2	Classe 3	Classe 1	Classe 2	Classe 3
c/t _w ≤ c/t _{w, max}	66.558	76.727	114.628	30.506	35.128	38.825
c/t _f ≤ c/t _{f, max}				8.320	9.244	12.942
d/t ≤ d/t _{max}	-	-	-	-	-	-
Classe à Flexão	1			Classe à flexão e à compressão 1		
Classe à Compressão	3					
Esforços actuantes de cálculo						
Secção	N _{Ed} kN	V _{z,Ed} kN	V _{y,Ed} kN	M _{z,Ed} kN.m	M _{y,Ed} kN.m	Secção mais esforçada
1	-316.261	163.930	13.620	20.645	-554.765	
2	-314.541	163.930	13.620	8.387	-702.302	
3	-312.820	163.930	13.620	-3.870	-849.839	x
Esforços Resistentes de cálculo						
N _{u,Rd} =	5693.544 kN		V _{pl,z,Rd} =	1554.054 kN		M _{pl,y,Rd} = 1148.098 kN.m
N _{pl,Rd} =	5057.250 kN		V _{pl,y,Rd} =	1365.751 kN		M _{pl,z,Rd} = 159.550 kN.m
N _{t,Rd} =	5057.250 kN					M _{el,y,Rd} = 997.838 kN.m
N _{c,Rd} =	5057.250 kN					M _{el,z,Rd} = 100.735 kN.m

TFM - Pavilhão industrial para armazenamento de BigBags

Figura 2.16 – Folha 1/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Pilar direito IPE600R, troço superior)

Resistência da Secção Transversal mais esforçada									
EN 1993-1-1, 6.2.3/6.2.4									
Tracção									
$N_{Ed} / N_{t,Rd} =$		$\leq 1,0$	-						
Compressão									
$N_{Ed} / N_{c,Rd} =$	0.062	$\leq 1,0$	OK!						
EN 1993-1-1, 6.2.5									
Momento Flector									
$M_{y,Ed} / M_{c,Rd} =$	0.740	$\leq 1,0$	OK!						
$M_{z,Ed} / M_{c,Rd} =$	0.024	$\leq 1,0$	OK!						
EN 1993-1-1, 6.2.6									
Esforço Transverso Plástico					Esforço Transverso Elástico				
$V_{y,Ed} / V_{c,Rd} =$	0.010	$\leq 1,0$	OK!	$V_{y,Ed} / V_{c,Rd} =$	0.013	$\leq 1,0$	OK!		
$V_{z,Ed} / V_{c,Rd} =$	0.105	$\leq 1,0$	OK!	$V_{z,Ed} / V_{c,Rd} =$	0.135	$\leq 1,0$	OK!		
$h_w / t_w =$	40.143	$\leq 72 \varepsilon / \eta =$	66.558	OK!					
EN 1993-1-1, 6.2.8									
Flexão com esforço transverso									
$V_{y,Ed} =$	13.620	$\leq V_{pl,y,Rd} =$	1365.751	OK!					
$V_{y,Ed} =$	13.620	$\leq 0.5 V_{pl,y,Rd} =$	682.875	OK!	\rightarrow	$M_{y,V,Rd} =$	Desp. Vy	kN.m	
$M_{y,Ed} / M_{y,V,Rd} =$	0.740	$\leq 1,0$	OK!						
$V_{z,Ed} =$	163.930	$\leq V_{pl,z,Rd} =$	1554.054	OK!					
$V_{z,Ed} =$	163.930	$\leq 0.5 V_{pl,z,Rd} =$	777.027	OK!	\rightarrow	$M_{z,V,Rd} =$	Desp. Vz	kN.m	
$M_{z,Ed} / M_{z,V,Rd} =$	0.024	$\leq 1,0$	OK!						
EN 1993-1-1, 6.2.9									
Flexão Composta N + My									
$N_{Ed} =$	312.820	$\leq 0,25 N_{pl,Rd} =$	1264.313	OK!					
$N_{Ed} =$	312.820	$\leq 0,5 h_w t_w f_y / \gamma_{M0} =$	1081.850	OK!	\rightarrow	$M_{N,y,Rd} =$	Desp. N	kN.m	
$M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd} =$	0.740	$\leq 1,0$	OK!						
Flexão Composta N + Mz									
$N_{Ed} =$	312.820	$\leq h_w t_w f_y / \gamma_{M0} =$	2163.700	OK!	\rightarrow	$M_{N,z,Rd} =$	Desp. N	kN.m	
$M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd} =$	0.024	$\leq 1,0$	OK!						
Flexão Composta Desviada N + My + Mz (Classe 1 ou 2)									
$(M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd})^\alpha + (M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd})^\beta =$			0.572	$\leq 1,0$	OK!				
EN 1993-1-1, 6.2.10									
Flexão Composta Desviada com Esforço transverso (Classe 1 ou 2)									
$(M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd})^\alpha + (M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd})^\beta =$			0.572	$\leq 1,0$	OK!				
Flexão Composta Desviada N + My + Mz (Classe 3)									
$(N_{Ed} / N_{t,Rd}) + (M_{y,Ed} / M_{el,y,Rd}) + (M_{z,Ed} / M_{el,z,Rd}) = \sigma_{x,Ed} / (f_y / \gamma_{M0}) =$				$\leq 1,0$	-				
TFM - Pavilhão industrial para armazenamento de BigBags									

TFM - Pavilhão industrial para armazenamento de BigBags

Figura 2.17 – Folha 2/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Pilar direito IPE600R, troço superior)

Resistência do elemento à encurvadura			
EN 1993-1-1, 6.3.1			
Elementos uniformes comprimidos - Encurvadura por compressão "Colunas"			
Encurvadura - Eixo YY		Encurvadura - Eixo ZZ	
$L_{cr,Y} =$	6.000 m	$L_{cr,Z} =$	1.800 m
$N_{cr,Y} =$	63506.134 kN	$N_{cr,Z} =$	25541.805 kN
$\alpha_y =$	0.21 [-]	$\alpha_z =$	0.34 [-]
$\bar{\lambda}_y =$	0.282 [-]	$\bar{\lambda}_z =$	0.445 [-]
$\phi_y =$	0.548 [-]	$\phi_z =$	0.641 [-]
$\chi_y =$	0.982 [-]	$\chi_z =$	0.908 [-]
$N_{b,Y,Rd} =$	4964.369 kN.m	$N_{b,Z,Rd} =$	4591.017 kN.m
$N_{Ed} / N_{b,Y,Rd} =$	0.064 $\leq 1,0$	$N_{Ed} / N_{b,Z,Rd} =$	0.069 $\leq 1,0$
	OK!		OK!
EN 1993-1-1, 6.3.2			
Elementos uniformes em flexão - Encurvadura lateral ou bambeamento "Vigas"			
Encurvadura lateral - Eixo YY		$z_g =$ 0.000 cm	
$L_{cr,Y} =$	1.800 m	Coeficientes C_1 e C_2 da ENV 1993-1-1:1993 Anexo F	
$M_{cr,Y} =$	9311.140 kN		
$\alpha_{LT} =$	0.34 [-]		
$\bar{\lambda}_{LT} =$	0.351 [-]		
$\phi_{LT} =$	0.587 [-]		
$\chi_{LT} =$	0.945 [-]	$C_1 =$	1.188
$M_{b,Rd} =$	1084.986 kN.m	$C_2 =$	0.000
$M_{y,Ed} / M_{b,Rd} =$	0.783 $\leq 1,0$		
	OK!		
EN 1993-1-1, 6.3.3			
Elementos uniformes em flexão composta com compressão "Coluna-Viga" (Método 2 - Anexo B)			
Factores de Interação		Coeficientes de momento uniforme equivalente C_m	
$k_{yy} =$	0.691	$C_{my} =$	0.687
$k_{yz} =$	0.321	$C_{mz} =$	0.525
$k_{zy} =$	0.995	$C_{mLT} =$	0.861
$k_{zz} =$	0.535		
$(N_{Ed}/N_{b,Y,Rd})$	0.064	$k_{yy} (M_{y,Ed}/M_{b,Rd})$	0.673
		$k_{yz} (M_{z,Ed}/M_{b,Rd})$	0.042
			Eq. (6.61)
			0.778 $\leq 1,0$
			OK!
$(N_{Ed}/N_{b,Z,Rd})$	0.069	$k_{zy} (M_{y,Ed}/M_{b,Rd})$	0.779
		$k_{zz} (M_{z,Ed}/M_{b,Rd})$	0.069
			Eq. (6.62)
			0.918 $\leq 1,0$
			OK!
Identificação do Projecto: TFM - Pavilhão industrial para armazenamento de BigBags Localização: Alhandra			

Figura 2.18 - Folha 3/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Pilar direito IPE600R, troço superior)

Dimensionamento de Elementos Metálicos							
Barra:	Pilar DRT Pórtico IV (Troço Inferior)			Factores de segurança			
Combinação:	ELU.SC(T+)			γ_{M0}	= 1.00		
Designação:	E 5542			γ_{M1}	= 1.00		
Perfil:	IPE R 600			γ_{M2}	= 1.25		
L=	2.8	m					
Material							
Classe Aço:	S 275	f_y	= 275	E		= 210000 N/mm ²	
Dados da secção transversal							
h [mm]	608	b [mm]	218	d [mm]	514	t _w [mm]	14
t _f [mm]	23	r [mm]	24	r1 [mm]	-		
A [cm ²]	183.9	A _{yz} [cm ²]	97.88	A _w [cm ²]	86.02	i _y [mm]	24.5
i _z [mm]	4.66	I _{yy} [cm ⁴]	110306	I _{zz} [cm ⁴]	3992.8		
W _{el,y} [cm ³]	3628.5	W _{el,z} [cm ³]	366.31	W _{pl,y} [cm ³]	4174.9	W _{pl,z} [cm ³]	580.18
I _t [cm ⁴]	272.97	I _w [cm ⁶]	3416000				
Classificação da secção transversal							
c/t _w	= 36.714	ϵ	= 0.92				
c/t _f	= 3.391						
d/t	= -						
c/t _w ≤ c/t _{w, max}		c/t _f ≤ c/t _{f, max}		d/t ≤ d/t _{max}			
Classe à Flexão		Classe à flexão e à compressão					
Classe à Compressão							
1		1					
3							
Esforços actuantes de cálculo							
Secção	N _{Ed} kN	V _{z,Ed} kN	V _{y,Ed} kN	M _{z,Ed} kN.m	M _{y,Ed} kN.m	Secção mais esforçada	
1	-341.886	116.171	1.788	0.822	-239.777		
2	-339.209	116.171	1.788	-1.681	-402.417		
3	-336.533	116.171	1.788	-4.185	-565.056	x	
Esforços Resistentes de cálculo							
N _{u,Rd}	= 5693.544	kN	V _{pl,z,Rd}	= 1554.054	kN	M _{pl,y,Rd}	= 1148.098
N _{pl,Rd}	= 5057.250	kN	V _{pl,y,Rd}	= 1365.751	kN	M _{pl,z,Rd}	= 159.550
N _{t,Rd}	= 5057.250	kN				M _{el,y,Rd}	= 997.838
N _{c,Rd}	= 5057.250	kN				M _{el,z,Rd}	= 100.735

TFM - Pavilhão industrial para armazenamento de BigBags

Figura 2.19 - Folha 1/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Pilar direito IPE600R, troço inferior)

Resistência da Secção Transversal mais esforçada										
EN 1993-1-1, 6.2.3/6.2.4										
Tracção										
$N_{Ed} / N_{t,Rd} =$		<div></div>	$\leq 1,0$	-						
Compressão										
$N_{Ed} / N_{c,Rd} =$		<div>0.067</div>	$\leq 1,0$	OK!						
EN 1993-1-1, 6.2.5										
Momento Flector										
$M_{y,Ed} / M_{c,Rd} =$		<div>0.492</div>	$\leq 1,0$	OK!						
$M_{z,Ed} / M_{c,Rd} =$		<div>0.026</div>	$\leq 1,0$	OK!						
EN 1993-1-1, 6.2.6										
Esforço Transverso Plástico					Esforço Transverso Elástico					
$V_{y,Ed} / V_{c,Rd} =$		<div>0.001</div>	$\leq 1,0$	OK!		$V_{y,Ed} / V_{c,Rd} =$		<div>0.002</div>	$\leq 1,0$	OK!
$V_{z,Ed} / V_{c,Rd} =$		<div>0.075</div>	$\leq 1,0$	OK!		$V_{z,Ed} / V_{c,Rd} =$		<div>0.096</div>	$\leq 1,0$	OK!
$h_w/t_w =$		<div>40.143</div>	$\leq 72\varepsilon/\eta =$	<div>66.558</div>	OK!					
EN 1993-1-1, 6.2.8										
Flexão com esforço transverso										
$V_{y,Ed} =$		<div>1.788</div>	$\leq V_{pl,y,Rd} =$	<div>1365.751</div>	OK!					
$V_{y,Ed} =$		<div>1.788</div>	$\leq 0.5 V_{pl,y,Rd} =$	<div>682.875</div>	OK!	\rightarrow		$M_{y,V,Rd} =$ <div>Desp. V_y</div> kN.m		
$M_{y,Ed} / M_{y,V,Rd} =$		<div>0.492</div>	$\leq 1,0$	OK!						
$V_{z,Ed} =$		<div>116.171</div>	$\leq V_{pl,z,Rd} =$	<div>1554.054</div>	OK!					
$V_{z,Ed} =$		<div>116.171</div>	$\leq 0.5 V_{pl,z,Rd} =$	<div>777.027</div>	OK!	\rightarrow		$M_{z,V,Rd} =$ <div>Desp. V_z</div> kN.m		
$M_{z,Ed} / M_{z,V,Rd} =$		<div>0.026</div>	$\leq 1,0$	OK!						
EN 1993-1-1, 6.2.9										
Flexão Composta N + My										
$N_{Ed} =$		<div>336.533</div>	$\leq 0,25 N_{pl,Rd} =$	<div>1264.313</div>	OK!	\rightarrow		$M_{N,y,Rd} =$ <div>Desp. N</div> kN.m		
$N_{Ed} =$		<div>336.533</div>	$\leq 0,5 h_w t_w f_y / \gamma_{M0} =$	<div>1081.850</div>	OK!					
$M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd} =$		<div>0.492</div>	$\leq 1,0$	OK!						
Flexão Composta N + Mz										
$N_{Ed} =$		<div>336.533</div>	$\leq h_w t_w f_y / \gamma_{M0} =$	<div>2163.700</div>	OK!	\rightarrow		$M_{N,z,Rd} =$ <div>Desp. N</div> kN.m		
$M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd} =$		<div>0.026</div>	$\leq 1,0$	OK!						
Flexão Composta Desviada N + My + Mz (Classe 1 ou 2)										
$(M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd})^\alpha + (M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd})^\beta =$		<div>0.268</div>	$\leq 1,0$	OK!						
EN 1993-1-1, 6.2.10										
Flexão Composta Desviada com Esforço transverso (Classe 1 ou 2)										
$(M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd})^\alpha + (M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd})^\beta =$		<div>0.268</div>	$\leq 1,0$	OK!						
Flexão Composta Desviada N + My + Mz (Classe 3)										
$(N_{Ed} / N_{t,Rd}) + (M_{y,Ed} / M_{el,y,Rd}) + (M_{z,Ed} / M_{el,z,Rd}) = \sigma_{x,Ed} / (f_y / \gamma_{M0}) =$		<div></div>	$\leq 1,0$	-						

TFM - Pavilhão industrial para armazenamento de BigBags

Figura 2.20 – Folha 2/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Pilar direito IPE600R, troço inferior)

Resistência do elemento à encurvadura	
EN 1993-1-1, 6.3.1	
Elementos uniformes comprimidos - Encurvadura por compressão "Colunas"	
<p>Encurvadura - Eixo YY</p> $L_{cr,y} = 6.000 \text{ m}$ $N_{cr,y} = 63506.134 \text{ kN}$ $\alpha_y = 0.21 [-]$ $\bar{\lambda}_y = 0.282 [-]$ $\phi_y = 0.548 [-]$ $\chi_y = 0.982 [-]$ $N_{b,y,Rd} = 4964.369 \text{ kN.m}$ $N_{Ed} / N_{b,y,Rd} = 0.069 \leq 1,0$	OK!
<p>Encurvadura - Eixo ZZ</p> $L_{cr,z} = 2.800 \text{ m}$ $N_{cr,z} = 10555.542 \text{ kN}$ $\alpha_z = 0.34 [-]$ $\bar{\lambda}_z = 0.692 [-]$ $\phi_z = 0.823 [-]$ $\chi_z = 0.788 [-]$ $N_{b,z,Rd} = 3985.570 \text{ kN.m}$ $N_{Ed} / N_{b,z,Rd} = 0.086 \leq 1,0$	OK!
EN 1993-1-1, 6.3.2	
Elementos uniformes em flexão - Encurvadura lateral ou bambeamento "Vigas"	
<p>Encurvadura lateral - Eixo YY</p> $L_{cr,y} = 2.800 \text{ m}$ $M_{cr,y} = 4752.218 \text{ kN}$ $\alpha_{LT} = 0.34 [-]$ $\bar{\lambda}_{LT} = 0.492 [-]$ $\phi_{LT} = 0.670 [-]$ $\chi_{LT} = 0.888 [-]$ $M_{b,Rd} = 1019.456 \text{ kN.m}$ $M_{y,Ed} / M_{b,Rd} = 0.554 \leq 1,0$	OK!
<p>$z_g = 0.000 \text{ cm}$</p> <p>Coefficientes C_1 e C_2 da ENV 1993-1-1:1993 Anexo F</p> $C_1 = 1.380$ $C_2 = 0.000$	
EN 1993-1-1, 6.3.3	
Elementos uniformes em flexão composta com compressão "Coluna-Viga" (Método 2 - Anexo B)	
<p>Factores de Interacção</p> $k_{yy} = 0.691$ $k_{yz} = 0.334$ $k_{zy} = 0.989$ $k_{zz} = 0.557$	<p>Coefficientes de momento uniforme equivalente C_m</p> $C_{my} = 0.687$ $C_{mz} = 0.521$ $C_{mLT} = 0.770$
$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy} (M_{y,Ed}/M_{b,Rd}) + k_{yz} (M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) = 0.069 + 0.717 + 0.009 = 0.794 \leq 1,0$	OK!
$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy} (M_{y,Ed}/M_{b,Rd}) + k_{zz} (M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) = 0.086 + 0.548 + 0.015 = 0.648 \leq 1,0$	OK!
<p>Identificação do Projecto: TFM - Pavilhão industrial para armazenamento de BigBags</p> <p>Localização: Alhandra</p>	

Figura 2.21 – Folha 3/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Pilar direito IPE600R, troço inferior)

Tabela 2.5 – Comparação de resultados para a verificação da secção sujeita a esforços combinados (Flexão Composta com Compressão)

"SemiComp" Tabela de Cálculo		
Rácio (E.L.U)	0,572	0,572

Tabela 2.6 - Comparação de resultados para verificação da Encurvadura por Compressão

"SAP2000" Tabela de Cálculo			
Troço Superior	$N_{b,z,Rd}$ (kN)	4593,33	4591,02
	Rácio	0,069	0,069
Troço Inferior	$N_{b,z,Rd}$ (kN)	3987,35	3985,57
	Rácio	0,084	0,086

Tabela 2.7 – Comparação de resultados para a verificação da Encurvadura por Flexão

"SAP2000" Tabela de Cálculo			
Troço Superior	M_{cr} (kN.m)	9307,40	9311,14
	$M_{b,Rd}$ (kN.m)	1084,98	1084,99
	Rácio	0,779	0,783
Troço Inferior	M_{cr} (kN.m)	4747,79	4752,22
	$M_{b,Rd}$ (kN.m)	1019,36	1019,46
	Rácio	0,548	0,554

Tabela 2.8 – Comparação de resultados para a verificação da Encurvadura por Flexão Composta com Compressão (Factores de interacção e Rácios)

"SAP2000" Tabela de Cálculo			
Troço Superior	K_{yy}	1,005	0,691
	K_{yz}	0,321	0,321
	K_{zy}	0,995	0,995
	K_{zz}	0,535	0,535
	Rácio	0,918	0,918
Troço Inferior	K_{yy}	1,006	0,691
	K_{yz}	0,334	0,334
	K_{zy}	0,989	0,989
	K_{zz}	0,556	0,557
	Rácio	0,647	0,794

Nota: Os valores de k_{yy} calculados pelo "SAP2000" estão incorrectos, uma vez que este considera os momentos aplicados no troço analisado e não no elemento.

2.2.1.2 Travessas

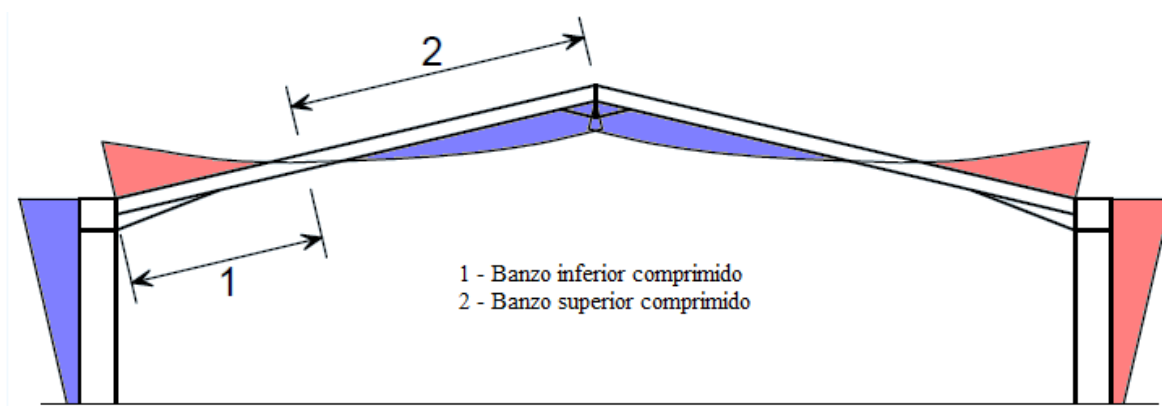


Figura 2.22 – Diagrama de momentos flectores na travessa do pórtico para a combinação ELU.SC(T+)

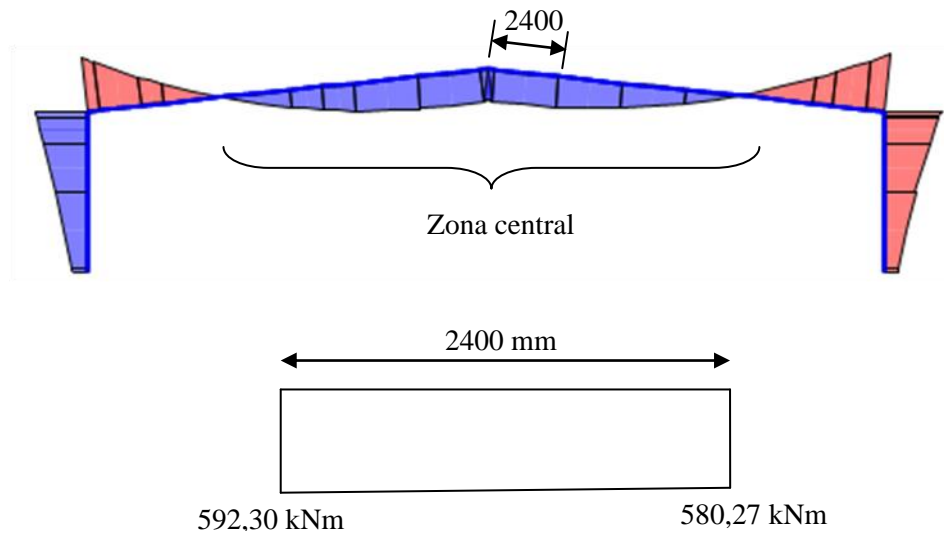
2.2.1.2.1 Zona central da travessa

Figura 2.23 – Diagrama de momentos flectores no troço da zona central da travessa

A) Resultados a partir do software "SAP2000"

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : KN, m, C

Frame : 2866 X Mid: 40.933 Combo: ELU.SC(I+)
 Length: 2.401 Y Mid: 18.094 Shape: IPE600R Design Type: Brace
 Loc : 2.401 Z Mid: 7.445 Class: Class 1 Frame Type: DCL-MRF
 Rolled : Yes

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10 Reliability=Class 2
 Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
 Ignore Seismic Code? No Ignore Special EQ Load? No D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1.00 GammaM1=1.00 GammaM2=1.25
 q=4.00 Omega=1.00 GammaOV=1.10
 An/Ag=1.00 RLLF=1.000 PLLF=0.750 D/C Lim=1.000

Aeff=0.018 eNy=0.000 eNz=0.000
 A=0.018 Iyy=0.001 iyy=0.245 Wel,yy=0.004 Weff,yy=0.004
 It=2.710E-06 Izz=3.993E-05 izz=0.047 Wel,zz=3.663E-04 Weff,zz=3.663E-04
 Iw=3.416E-06 Iyz=0.000 h=0.608 Wpl,yy=0.004 Av,z=0.011
 E=2100000000.0 fy=275000.000 fu=430000.000 Wpl,zz=5.800E-04 Av,y=0.010

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
2.401	-279.631	580.272	1.620	7.290	1.386	-0.250

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.61)

D/C Ratio: 0.675 = 0.062 + 0.598 + 0.014 < 1.000 OK
 = $N_{Ed} / (\chi_{y,y} N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{yy} (M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}) / (\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1})$
 + $k_{yz} (M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}) / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})$ (EC3 6.3.3(4)-6.61)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity
Axial	-279.631	5060.000	5060.000

Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
5060.000	5696.640	23304.839	23304.839	1.000

Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	a	0.210	13520.896	0.612	0.730	0.885
MajorB(y-y)	a	0.210	13520.896	0.612	0.730	0.885
Minor (z-z)	b	0.340	14361.467	0.594	0.743	0.840
MinorB(z-z)	b	0.340	14361.467	0.594	0.743	0.840
Torsional TF	b	0.340	23304.839	0.466	0.654	0.899

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major (y-y)	580.272	592.295	1148.125	1148.125	1148.125	1015.227
Minor (z-z)	1.620	4.946	159.500	159.500	159.500	

Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	b	0.340	0.500	0.676	0.884	1.008

	kyy	kzy	kzy	kzz
Factors	1.026	0.456	0.995	0.759

Figura 2.24 – Folha de dimensionamento do "SAP2000" para o perfil IPE600R (travessa – trecho da zona central)

B) Dimensionamento pela tabela de cálculo "SemiComp"**b1) Verificação da secção mais esforçada**

SEMICOMP Cross-Section Check																	
<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;"> <div> <p>Choose method EN 1993-1-1 (elastic Resistance)</p> </div> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; background-color: #f0f0f0;">Perform cross-section checks</div> </div>																	
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div> $N_{Ed} = -279.144 \text{ kN}$ $M_{y,Ed} = 592.295 \text{ kNm}$ $M_{z,Ed} = 4.946 \text{ kNm}$ </div> <div> $V_{z,Ed} = 2.726 \text{ kN}$ $V_{y,Ed} = 1.386 \text{ kN}$ </div> </div>																	
<p><i>Reference values for classification</i></p> <div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div> $c/t_w = 36.714$ $c/t_f = 3.391$ </div> <div> $\alpha_{web} = 0.607$ $\alpha_{flange} = 1.000$ </div> <div> $\psi_{web} = -0.802$ $\psi_{flange} = 0.950$ </div> <div> $\varepsilon = 0.924$ $\varepsilon_{mod,cl3/4} = \text{NaN}$ </div> </div>																	
<p><i>Boundaries</i></p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th></th> <th>Class 1</th> <th>Class 2</th> <th>Class 3</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$c/t_w \leq c/t_{w, max}$</td> <td>53.118</td> <td>61.167</td> <td>95.770</td> </tr> <tr> <td>$c/t_f \leq c/t_{f, max}$</td> <td>8.320</td> <td>9.244</td> <td>12.784</td> </tr> </tbody> </table> <p style="text-align: center;">Cross section class = 1</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; font-size: 0.8em; margin-top: 5px;"> Note: This tool is only applicable to Class 1 to 3. For Class 4 elastic cross-section values are used for all calculations. </div>							Class 1	Class 2	Class 3	$c/t_w \leq c/t_{w, max}$	53.118	61.167	95.770	$c/t_f \leq c/t_{f, max}$	8.320	9.244	12.784
	Class 1	Class 2	Class 3														
$c/t_w \leq c/t_{w, max}$	53.118	61.167	95.770														
$c/t_f \leq c/t_{f, max}$	8.320	9.244	12.784														
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div> $M_{pl,y,Rd} = 1148.11 \text{ kNm}$ $M_{el,y,Rd} = 997.84 \text{ kNm}$ $N_{Rd} = 5057.37 \text{ kN}$ </div> <div> $M_{pl,z,Rd} = 159.55 \text{ kNm}$ $M_{el,z,Rd} = 100.74 \text{ kNm}$ </div> <div> $V_{pl,z,Rd} = 1554.12 \text{ kN}$ $V_{pl,y,Rd} = 1592.16 \text{ kN}$ </div> </div>																	
<p>EN 1993-1-1, 6.2.3 / 6.2.4</p> <p><i>Tension or compression</i></p> <div style="display: flex; align-items: center;"> $U_{(6.5)/(6.9)} = 0.055 \leq 1,0$ <div style="background-color: #90EE90; padding: 2px 10px; margin-left: 10px;">ok</div> </div>																	
<p>EN 1993-1-1, 6.2.5</p> <p><i>Bending moment</i></p> <div style="display: flex; align-items: center;"> $U_{strong A.} = 0.516 \leq 1,0$ <div style="background-color: #90EE90; padding: 2px 10px; margin-left: 10px;">ok</div> </div> <div style="display: flex; align-items: center;"> $U_{weak A.} = 0.031 \leq 1,0$ <div style="background-color: #90EE90; padding: 2px 10px; margin-left: 10px;">ok</div> </div>																	
<p>EN 1993-1-1, 6.2.6</p> <p><i>Shear</i></p> <div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div> $U_{z-plastic} = 0.002 \leq 1,0$ ok $U_{z-elastic} = 0.002 \leq 1,0$ ok </div> <div> $U_{y-plastic} = 0.001 \leq 1,0$ ok $U_{y-elastic} = 0.001 \leq 1,0$ ok </div> </div> <div style="display: flex; align-items: center; margin-top: 5px;"> $h_w/t_w = 41.429 \leq 72\varepsilon/\eta = 55.465$ <div style="background-color: #90EE90; padding: 2px 10px; margin-left: 10px;">ok</div> </div>																	
<p>EN 1993-1-1, 6.2.9</p> <p><i>Bending and axial force</i></p> <div style="display: flex; align-items: center;"> $U_{(6.41)/(6.42)} = 0.297 \leq 1,0$ <div style="background-color: #90EE90; padding: 2px 10px; margin-left: 10px;">ok</div> <div style="margin-left: 20px;"> $UF = 0.532$ </div> </div>																	
<p><i>Comment: Shear Interaction is not considered within this software tool. If the utilization for shear is higher than 0.5, an additional check for shear interaction is necessary.</i></p>																	

Figura 2.25 – Folha de cálculo do software "SemiComp" para a verificação da secção sujeita a esforços simples e combinados na travessa (troço da zona central)

b2) Verificação do elemento à Encurvadura por Flexão Composta com Compressão (Colunas-Viga)

Nota: Este software não pode ser utilizado neste caso particular uma vez que a posição dos travamentos laterais é limitada em número e só é aplicável para espaçamentos equidistantes.

C) Verificação através da tabela de cálculo realizada para o presente trabalho

Verificação da secção mais esforçada e do elemento à encurvadura.

Dimensionamento de Elementos Metálicos						
Barra: Travessa Pórtico IV_Zona Central		Factores de segurança				
Combinação: ELU.SC(T+)		$\gamma_{MN} = 1.00$				
Designação: 2866		$\gamma_{M1} = 1.00$				
Perfil: IPE R 600		$\gamma_{M2} = 1.25$				
L= 2.4	m					
Material						
Classe Aço: S 275	$f_y = 275$ N/mm ²	$E = 210000$ N/mm ²				
Dados da secção transversal						
h [mm]	b [mm]	d [mm]	t_w [mm]	t_f [mm]	r [mm]	r1 [mm]
608	218	514	14	23	24	-
A [cm ²]	A_{yz} [cm ²]	A_{vy} [cm ²]	i_y [mm]	i_z [mm]	I_{vy} [cm ⁴]	I_{yz} [cm ⁴]
183.9	97.88	86.02	24.5	4.66	110306	3992.8
$W_{el,y}$ [cm ³]	$W_{el,z}$ [cm ³]	$W_{pl,y}$ [cm ³]	$W_{pl,z}$ [cm ³]	I_t [cm ⁴]	I_w [cm ⁶]	
3628.5	366.31	4174.9	580.18	272.97	3416000	
Classificação da secção transversal						
$c/t_w = 36.714$	$\epsilon = 0.92$					
$c/t_f = 3.391$						
$d/t =$						
		Flexão			Compressão	
		Classe 1	Classe 2	Classe 3	Classe 1	Classe 2
$c/t_w \leq c/t_{w, max}$		66.558	76.727	114.628	30.506	35.128
$c/t_f \leq c/t_{f, max}$					8.320	9.244
$d/t \leq d/t_{max}$		-	-	-	-	-
Classe à Flexão		1			Classe à flexão e à compressão	
Classe à Compressão		3			1	
Esforços actuantes de cálculo						
Secção	N_{Ed} kN	$V_{z,Ed}$ kN	$V_{y,Ed}$ kN	$M_{z,Ed}$ kN.m	$M_{y,Ed}$ kN.m	Secção mais esforçada
1	-279.144	2.726	1.386	4.946	592.295	x
2	-279.388	5.008	1.386	3.283	587.653	
3	-279.631	7.290	1.386	1.620	580.272	
Esforços Resistentes de cálculo						
$N_{u,Rd} = 5693.544$ kN	$V_{pl,z,Rd} = 1554.054$ kN	$M_{pl,y,Rd} = 1148.098$ kN.m				
$N_{pl,Rd} = 5057.250$ kN	$V_{pl,y,Rd} = 1365.751$ kN	$M_{pl,z,Rd} = 159.550$ kN.m				
$N_{t,Rd} = 5057.250$ kN		$M_{el,y,Rd} = 997.838$ kN.m				
$N_{c,Rd} = 5057.250$ kN		$M_{el,z,Rd} = 100.735$ kN.m				

TFM - Pavilhão industrial para armazenamento de BigBags

Figura 2.26 – Folha 1/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Travessa IPE600R, troço da zona central)

Resistência da Secção Transversal mais esforçada									
EN 1993-1-1, 6.2.3/6.2.4									
Tracção									
$N_{Ed} / N_{t,Rd} =$			$\leq 1,0$	-					
Compressão									
$N_{Ed} / N_{c,Rd} =$		0.055	$\leq 1,0$	OK!					
EN 1993-1-1, 6.2.5									
Momento Flector									
$M_{y,Ed} / M_{c,Rd} =$		0.516	$\leq 1,0$	OK!					
$M_{z,Ed} / M_{c,Rd} =$		0.031	$\leq 1,0$	OK!					
EN 1993-1-1, 6.2.6									
Esforço Transverso Plástico					Esforço Transverso Elástico				
$V_{y,Ed} / V_{c,Rd} =$		0.001	$\leq 1,0$	OK!	$V_{y,Ed} / V_{c,Rd} =$		0.001	$\leq 1,0$	OK!
$V_{z,Ed} / V_{c,Rd} =$		0.002	$\leq 1,0$	OK!	$V_{z,Ed} / V_{c,Rd} =$		0.002	$\leq 1,0$	OK!
$h_w / t_w =$		40.143	$\leq 72 \varepsilon / \eta =$	66.558	OK!				
EN 1993-1-1, 6.2.8									
Flexão com esforço transverso									
$V_{y,Ed} =$		1.386	$\leq V_{pl,y,Rd} =$	1365.751	OK!				
$V_{y,Ed} =$		1.386	$\leq 0.5 V_{pl,y,Rd} =$	682.875	OK!	\rightarrow		$M_{y,V,Rd} =$	Desp. Vy kN.m
$M_{y,Ed} / M_{y,V,Rd} =$		0.516	$\leq 1,0$	OK!					
$V_{z,Ed} =$		2.726	$\leq V_{pl,z,Rd} =$	1554.054	OK!				
$V_{z,Ed} =$		2.726	$\leq 0.5 V_{pl,z,Rd} =$	777.027	OK!	\rightarrow		$M_{z,V,Rd} =$	Desp. Vz kN.m
$M_{z,Ed} / M_{z,V,Rd} =$		0.031	$\leq 1,0$	OK!					
EN 1993-1-1, 6.2.9									
Flexão Composta N + My									
$N_{Ed} =$		279.144	$\leq 0,25 N_{pl,Rd} =$	1264.313	OK!				
$N_{Ed} =$		279.144	$\leq 0,5 h_w t_w f_y / \gamma_{M0} =$	1081.850	OK!	\rightarrow		$M_{N,y,Rd} =$	Desp. N kN.m
$M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd} =$		0.516	$\leq 1,0$	OK!					
Flexão Composta N + Mz									
$N_{Ed} =$		279.144	$\leq h_w t_w f_y / \gamma_{M0} =$	2163.700	OK!	\rightarrow		$M_{N,z,Rd} =$	Desp. N kN.m
$M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd} =$		0.031	$\leq 1,0$	OK!					
Flexão Composta Desviada N + My + Mz (Classe 1 ou 2)									
$(M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd})^\alpha + (M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd})^\beta =$		0.297	$\leq 1,0$	OK!					
EN 1993-1-1, 6.2.10									
Flexão Composta Desviada com Esforço transverso (Classe 1 ou 2)									
$(M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd})^\alpha + (M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd})^\beta =$		0.297	$\leq 1,0$	OK!					
Flexão Composta Desviada N + My + Mz (Classe 3)									
$(N_{Ed} / N_{t,Rd}) + (M_{y,Ed} / M_{el,y,Rd}) + (M_{z,Ed} / M_{el,z,Rd}) = \sigma_{x,Ed} / (f_y / \gamma_{M0}) =$			$\leq 1,0$	-					
TFM - Pavilhão industrial para armazenamento de BigB...									

TFM - Pavilhão industrial para armazenamento de BigBags

Figura 2.27 – Folha 2/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Travessa IPE600R, troço da zona central)

Resistência do elemento à encurvadura			
EN 1993-1-1, 6.3.1			
Elementos uniformes comprimidos - Encurvadura por compressão "Colunas"			
Encurvadura - Eixo YY		Encurvadura - Eixo ZZ	
$L_{cr,y}$	15.080 m	$L_{cr,z}$	2.400 m
$N_{cr,y}$	10053.459 kN	$N_{cr,z}$	14367.265 kN
α_y	0.21 [-]	α_z	0.34 [-]
$\bar{\lambda}_y$	0.709 [-]	$\bar{\lambda}_z$	0.593 [-]
ϕ_y	0.805 [-]	ϕ_z	0.743 [-]
χ_y	0.843 [-]	χ_z	0.840 [-]
$N_{b,y,Rd}$	4265.440 kN.m	$N_{b,z,Rd}$	4250.088 kN.m
$N_{Ed} / N_{b,y,Rd}$	0.066 $\leq 1,0$	$N_{Ed} / N_{b,z,Rd}$	0.066 $\leq 1,0$
OK!		OK!	
EN 1993-1-1, 6.3.2			
Elementos uniformes em flexão - Encurvadura lateral ou bambeamento "Vigas"			
Encurvadura lateral - Eixo YY		$z_g = 0.000$ cm	
$L_{cr,y}$	2.400 m	Coeficientes C_1 e C_2 da ENV 1993-1-1:1993 Anexo F	
$M_{cr,y}$	4599.047 kN		
α_{LT}	0.34 [-]		
$\bar{\lambda}_{LT}$	0.500 [-]		
ϕ_{LT}	0.676 [-]		
χ_{LT}	0.884 [-]	$C_1 = 1.008$	$C_2 = 0.000$
$M_{b,Rd}$	1015.350 kN.m		
$M_{y,Ed} / M_{b,Rd}$	0.583 $\leq 1,0$	OK!	
EN 1993-1-1, 6.3.3			
Elementos uniformes em flexão composta com compressão "Coluna-Viga" (Método 2 - Anexo B)			
Factores de Interação		Coeficientes de momento uniforme equivalente C_m	
k_{yy}	0.973	C_{my}	0.942
k_{yz}	0.456	C_{mz}	0.731
k_{zy}	0.995	C_{mLT}	0.992
k_{zz}	0.759		
$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd})$	0.066	$k_{yy} (M_{y,Ed}/M_{b,Rd})$	0.606
		$k_{yz} (M_{z,Ed}/M_{b,Rd})$	0.014
		Eq. (6.61)	
		0.686 $\leq 1,0$	
		OK!	
$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd})$	0.066	$k_{zy} (M_{y,Ed}/M_{b,Rd})$	0.580
		$k_{zz} (M_{z,Ed}/M_{b,Rd})$	0.024
		Eq. (6.62)	
		0.670 $\leq 1,0$	
		OK!	
Identificação do Projecto: TFM - Pavilhão industrial para armazenamento de BigBags			
Localização: Alhandra			

Figura 2.28 – Folha 3/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Travessa IPE600R, troço da zona central)

Tabela 2.9 – Comparação de resultados para a verificação da secção sujeita a esforços combinados (Flexão Composta com Compressão)

"SemiComp" Tabela de Cálculo		
Rácio	0,297	0,297

Tabela 2.10 - Comparação de resultados para verificação da Encurvadura por Compressão

"SAP2000" Tabela de Cálculo			
Troço da zona central	$N_{b,y,Rd} (kN)$	4480,57	4265,44
	Rácio	0,062	0,066

Tabela 2.11 – Comparação de resultados para a verificação da Encurvadura por Flexão

"SAP2000" Tabela de Cálculo			
Troço da zona central	$M_{cr} (kN.m)$	4593,86	4599,05
	$M_{b,Rd} (kN.m)$	1015,23	1015,35
	Rácio	0,598	0,583

Tabela 2.12 – Comparação de resultados para a verificação da Encurvadura por Flexão Composta com Compressão (Factores de interacção e Rácio)

"SAP2000" Tabela de Cálculo			
Troço da zona central	K_{yy}	1,026	0,691
	K_{yz}	0,456	0,321
	K_{zy}	0,995	0,995
	K_{zz}	0,759	0,535
	Rácio	0,675	0,686

Nota: Os valores de k_{yy} calculados pelo "SAP2000" estão incorrectos, uma vez que este considera os momentos aplicados no troço analisado e não no elemento.

2.2.1.2.2 Zona do troço da travessa anexa aos esquadros

Nesta zona o banzo comprimido da travessa é o inferior para a combinação condicionante, pelo que se deve verificar a estabilidade entre travamentos à torção.

Considera-se o comprimento de encurvadura desde o ponto extremo do esquadro rigidificador até à madre de cobertura mais próxima (que garante o travamento da secção à torção).

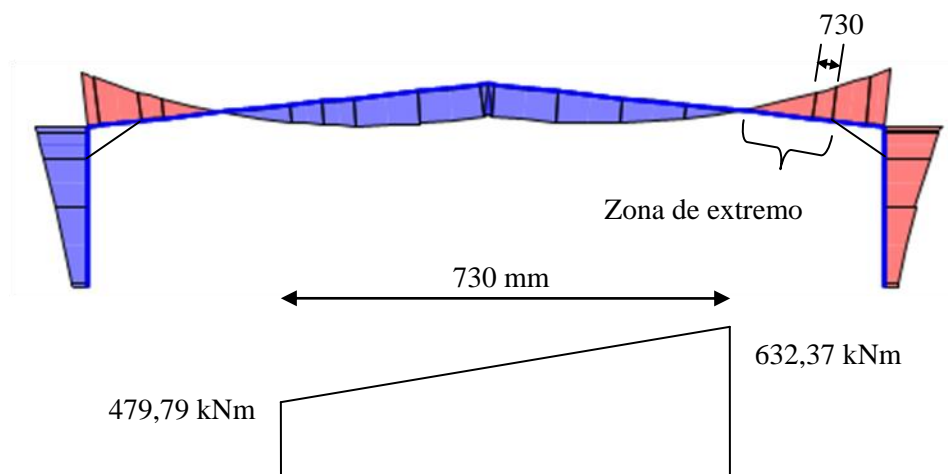


Figura 2.29 - Diagrama de momentos flectores do troço da travessa na extremidade junto aos esquadros

A) Resultados a partir do software "SAP2000"

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : KN, m, C

Frame : 2871 X Mid: 39.505 Combo: ELU.SC(T+) Design Type: Brace
 Length: 0.732 Y Mid: 7.081 Shape: IPE600R Frame Type: DCL-MRF
 Loc : 0.000 Z Mid: 6.260 Class: Class 1 Rolled : Yes

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10 Reliability=Class 2
 Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
 Ignore Seismic Code? No Ignore Special EQ Load? No D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1.00 GammaM1=1.00 GammaM2=1.25
 q=4.00 Omega=1.00 GammaOV=1.10
 An/Ag=1.00 RLLF=1.000 PLLF=0.750 D/C Lim=1.000

Aeff=0.018 eNy=0.000 eNz=0.000
 A=0.018 Iyy=0.001 iyy=0.245 Wel,yy=0.004 Weff,yy=0.004
 It=2.710E-06 Izz=3.993E-05 izz=0.047 Wel,zz=3.663E-04 Weff,zz=3.663E-04
 Iw=3.416E-06 Iyz=0.000 h=0.608 Wpl,yy=0.004 Av,z=0.011
 E=210000000.0 fy=275000.000 fu=430000.000 Wpl,zz=5.800E-04 Av,y=0.010

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0.000	-282.617	-479.788	4.295	207.661	6.010	-1.204

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.61)

D/C Ratio: 0.638 = 0.063 + 0.565 + 0.009 < 1.000 OK

$$= \frac{N_{Ed}}{(Chi_y \cdot N_{Rk} / \Gamma_{M1})} + k_{yy} \frac{(M_{y,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Ny})}{(Chi_LT \cdot M_{y,Rk} / \Gamma_{M1})} + k_{yz} \frac{(M_{z,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Nz})}{(M_{z,Rk} / \Gamma_{M1})} \quad (EC3 \ 6.3.3(4)-6.61)$$

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity
Axial	-282.617	5060.000	5060.000

Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
5060.000	5696.640	216079.215	216079.215	1.000

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	a	0.210	13441.830	0.614	0.732	0.885	4477.027
MajorB(y-y)	a	0.210	13441.830	0.614	0.732	0.885	4477.027
Minor (z-z)	b	0.340	154320.006	0.181	0.513	1.000	5060.000
MinorB(z-z)	b	0.340	154320.006	0.181	0.513	1.000	5060.000
Torsional TF	b	0.340	216079.215	0.153	0.504	1.000	5060.000

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major (y-y)	-479.788	-632.371	1148.125	1148.125	1148.125	1148.125
Minor (z-z)	4.295	4.295	159.500	159.500	159.500	

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	b	0.340	0.150	0.503	1.000	1.117	50842.294

	kyy	kyz	kzy	kzz
Factors	1.026	0.349	0.781	0.582

Figura 2.30 – Folha de dimensionamento do "SAP2000" para o perfil IPE600R (troço da travessa na extremidade junto aos esquadros)

B) Dimensionamento pela tabela de cálculo "SemiComp"**b1) Verificação da secção mais esforçada**

SEMICOMP Cross-Section Check																	
<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: flex-start;"> <div style="width: 60%;"> <p>Choose method EN 1993-1-1 (elastic Resistance)</p> <div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div> $N_{Ed} = -282.766 \text{ kN}$ $M_{y,Ed} = -632.371 \text{ kNm}$ $M_{z,Ed} = -0.106 \text{ kNm}$ </div> <div> $V_{z,Ed} = 209.053 \text{ kN}$ $V_{y,Ed} = 6.010 \text{ kN}$ </div> </div> <div style="border: 1px solid #ccc; padding: 5px; margin-top: 10px; text-align: center;">Perform cross-section checks</div> </div> </div>																	
<p><i>Reference values for classification</i></p> <div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div> $c/t_w = 36.714$ $c/t_f = 3.391$ </div> <div> $\alpha_{web} = 0.624$ $\alpha_{flange} = 1.000$ </div> <div> $\psi_{web} = -0.811$ $\psi_{flange} = 0.999$ </div> <div> $\varepsilon = 0.924$ $\varepsilon_{mod,cl3/4} = \text{NaN}$ </div> </div> <p><i>Boundaries</i></p> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th></th> <th style="text-align: center;">Class 1</th> <th style="text-align: center;">Class 2</th> <th style="text-align: center;">Class 3</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$c/t_w \leq c/t_{w, max}$</td> <td style="text-align: center;">51.499</td> <td style="text-align: center;">59.302</td> <td style="text-align: center;">96.492</td> </tr> <tr> <td>$c/t_f \leq c/t_{f, max}$</td> <td style="text-align: center;">8.320</td> <td style="text-align: center;">9.244</td> <td style="text-align: center;">12.731</td> </tr> </tbody> </table> <p style="text-align: center;">Cross section class = 1</p> <div style="border: 1px solid #ccc; padding: 5px; margin-top: 10px; font-size: 0.8em;"> Note: This tool is only applicable to Class 1 to 3. For Class 4 elastic cross-section values are used for all calculations. </div>							Class 1	Class 2	Class 3	$c/t_w \leq c/t_{w, max}$	51.499	59.302	96.492	$c/t_f \leq c/t_{f, max}$	8.320	9.244	12.731
	Class 1	Class 2	Class 3														
$c/t_w \leq c/t_{w, max}$	51.499	59.302	96.492														
$c/t_f \leq c/t_{f, max}$	8.320	9.244	12.731														
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div> $M_{pl,y,Rd} = 1148.11 \text{ kNm}$ $M_{el,y,Rd} = 997.84 \text{ kNm}$ $N_{Rd} = 5057.37 \text{ kN}$ </div> <div> $M_{pl,z,Rd} = 159.55 \text{ kNm}$ $M_{el,z,Rd} = 100.74 \text{ kNm}$ </div> <div> $V_{pl,z,Rd} = 1554.12 \text{ kN}$ $V_{pl,y,Rd} = 1592.16 \text{ kN}$ </div> </div>																	
<p>EN 1993-1-1, 6.2.3 / 6.2.4 <i>Tension or compression</i> $U_{(6.5)/(6.9)} = 0.056 \leq 1,0$ ok</p> <p>EN 1993-1-1, 6.2.5 <i>Bending moment</i> $U_{strong A} = 0.551 \leq 1,0$ ok $U_{weak A} = 0.001 \leq 1,0$ ok</p> <p>EN 1993-1-1, 6.2.6 <i>Shear</i> $U_{z-plastic} = 0.135 \leq 1,0$ ok $U_{y-plastic} = 0.004 \leq 1,0$ ok $U_{z-elastic} = 0.178 \leq 1,0$ ok $U_{y-elastic} = 0.006 \leq 1,0$ ok $h_w/t_w = 41.429 \leq 72\varepsilon/\eta = 55.465$ ok</p> <p>EN 1993-1-1, 6.2.9 <i>Bending and axial force</i> $U_{(6.41)/(6.42)} = 0.304 \leq 1,0$ ok $UF = 0.551$</p> <p style="font-size: 0.8em;">Comment: Shear Interaction is not considered within this software tool. If the utilization for shear is higher than 0.5, an additional check for shear interaction is necessary.</p>																	

Figura 2.31 – Folha de cálculo do software "SemiComp" para a verificação da secção sujeita a esforços simples e combinados (troço da travessa na extremidade junto aos esquadros)

b2) Verificação do elemento à Encurvadura por Flexão Composta com Compressão (Colunas-Viga)

Nota: Este software não pode ser utilizado neste caso particular uma vez que a posição dos travamentos laterais é limitada em número e só é aplicável para espaçamentos equidistantes.

C) Verificação através da Tabela de Cálculo realizada para o presente trabalho

Verificação da secção mais esforçada e do elemento à encurvadura.

Dimensionamento de Elementos Metálicos																																			
Barra:	Travessa Pórtico IV_Zona de Extrem			Factores de segurança																															
Combinação:	ELU.SC(T+)			γ_{M0} =	1.00																														
Designação:	2871			γ_{M1} =	1.00																														
Perfil:	IPE R 600			γ_{M2} =	1.25																														
L=	0.732 m																																		
Material																																			
Classe Aço:	S 275		f_y =	275 N/mm ²		E = 210000 N/mm ²																													
Dados da secção transversal																																			
h [mm]	b [mm]	d [mm]	t _w [mm]	t _f [mm]	r [mm]	r1 [mm]																													
608	218	514	14	23	24	-																													
A [cm ²]	A _y [cm ²]	A _w [cm ²]	i _y [mm]	i _z [mm]	I _{yy} [cm ⁴]	I _{zz} [cm ⁴]																													
183.9	97.88	86.02	24.5	4.66	110306	3992.8																													
W _{el,y} [cm ³]	W _{el,z} [cm ³]	W _{pl,y} [cm ³]	W _{pl,z} [cm ³]	I _t [cm ⁴]	I _w [cm ⁶]																														
3628.5	366.31	4174.9	580.18	272.97	3416000																														
Classificação da secção transversal																																			
c/t _w =	36.714		ϵ = 0.92																																
c/t _f =	3.391																																		
d/t =	-																																		
	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">Flexão</th> <th colspan="3">Compressão</th> </tr> <tr> <th>Classe 1</th> <th>Classe 2</th> <th>Classe 3</th> <th>Classe 1</th> <th>Classe 2</th> <th>Classe 3</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>66.558</td> <td>76.727</td> <td>114.628</td> <td>30.506</td> <td>35.128</td> <td>38.825</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td>8.320</td> <td>9.244</td> <td>12.942</td> </tr> <tr> <td></td> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> </tr> </tbody> </table>			Flexão			Compressão			Classe 1	Classe 2	Classe 3	Classe 1	Classe 2	Classe 3	66.558	76.727	114.628	30.506	35.128	38.825				8.320	9.244	12.942		-	-	-	-	-		
Flexão			Compressão																																
Classe 1	Classe 2	Classe 3	Classe 1	Classe 2	Classe 3																														
66.558	76.727	114.628	30.506	35.128	38.825																														
			8.320	9.244	12.942																														
	-	-	-	-	-																														
c/t _w ≤ c/t _{w, max}																																			
c/t _f ≤ c/t _{f, max}																																			
d/t ≤ d/t _{max}																																			
Classe à Flexão	1		Classe à flexão e à compressão 1																																
Classe à Compressão	3																																		
Esforços actuantes de cálculo																																			
Secção	N _{Ed} kN	V _{z,Ed} kN	V _{y,Ed} kN	M _{z,Ed} kN.m	M _{y,Ed} kN.m	Secção mais esforçada																													
1	-282.617	207.661	6.010	4.295	-479.788																														
2	-282.691	208.357	6.010	2.095	-555.952																														
3	-282.766	209.053	6.010	-0.106	-632.371	x																													
Esforços Resistentes de cálculo																																			
N _{u,Rd} =	5693.544 kN		V _{pl,z,Rd} =	1554.054 kN		M _{pl,y,Rd} = 1148.098 kN.m																													
N _{pl,Rd} =	5057.250 kN		V _{pl,y,Rd} =	1365.751 kN		M _{pl,z,Rd} = 159.550 kN.m																													
N _{t,Rd} =	5057.250 kN					M _{el,y,Rd} = 997.838 kN.m																													
N _{c,Rd} =	5057.250 kN					M _{el,z,Rd} = 100.735 kN.m																													

TFM - Pavilhão industrial para armazenamento de BigBags

Figura 2.32 – Folha 1/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Travessa IPE600R troço da extremidade junto aos esquadros)

Resistência da Secção Transversal mais esforçada				
EN 1993-1-1, 6.2.3/6.2.4				
Tracção				
$N_{Ed} / N_{t,Rd} =$	0.056	$\leq 1,0$	-	
Compressão				
$N_{Ed} / N_{c,Rd} =$	0.056	$\leq 1,0$	OK!	
EN 1993-1-1, 6.2.5				
Momento Flector				
$M_{y,Ed} / M_{c,Rd} =$	0.551	$\leq 1,0$	OK!	
$M_{z,Ed} / M_{c,Rd} =$	0.001	$\leq 1,0$	OK!	
EN 1993-1-1, 6.2.6				
Esforço Transverso Plástico		Esforço Transverso Elástico		
$V_{y,Ed} / V_{c,Rd} =$	0.004	$\leq 1,0$	OK!	$V_{y,Ed} / V_{c,Rd} =$ 0.006 $\leq 1,0$ OK!
$V_{z,Ed} / V_{c,Rd} =$	0.135	$\leq 1,0$	OK!	$V_{z,Ed} / V_{c,Rd} =$ 0.171 $\leq 1,0$ OK!
$h_w / t_w =$	40.143	$\leq 72 \varepsilon / \eta =$	66.558	OK!
EN 1993-1-1, 6.2.8				
Flexão com esforço transverso				
$V_{y,Ed} =$	6.010	$\leq V_{pl,y,Rd} =$	1365.751	OK!
$V_{y,Ed} =$	6.010	$\leq 0,5 V_{pl,y,Rd} =$	682.875	OK!
$M_{y,Ed} / M_{y,V,Rd} =$	0.551	$\leq 1,0$	OK!	$\rightarrow M_{y,V,Rd} =$ Desp. V_y kN.m
$V_{z,Ed} =$	209.053	$\leq V_{pl,z,Rd} =$	1554.054	OK!
$V_{z,Ed} =$	209.053	$\leq 0,5 V_{pl,z,Rd} =$	777.027	OK!
$M_{z,Ed} / M_{z,V,Rd} =$	0.001	$\leq 1,0$	OK!	$\rightarrow M_{z,V,Rd} =$ Desp. V_z kN.m
EN 1993-1-1, 6.2.9				
Flexão Composta N + My				
$N_{Ed} =$	282.766	$\leq 0,25 N_{pl,Rd} =$	1264.313	OK!
$N_{Ed} =$	282.766	$\leq 0,5 h_w t_w f_y / \gamma_{M0} =$	1081.850	OK!
$M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd} =$	0.551	$\leq 1,0$	OK!	$\rightarrow M_{N,y,Rd} =$ Desp. N kN.m
Flexão Composta N + Mz				
$N_{Ed} =$	282.766	$\leq h_w t_w f_y / \gamma_{M0} =$	2163.700	OK!
$M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd} =$	0.001	$\leq 1,0$	OK!	$\rightarrow M_{N,z,Rd} =$ Desp. N kN.m
Flexão Composta Desviada N + My + Mz (Classe 1 ou 2)				
$(M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd})^\alpha + (M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd})^\beta =$	0.304	$\leq 1,0$	OK!	
EN 1993-1-1, 6.2.10				
Flexão Composta Desviada com Esforço transverso (Classe 1 ou 2)				
$(M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd})^\alpha + (M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd})^\beta =$	0.304	$\leq 1,0$	OK!	
Flexão Composta Desviada N + My + Mz (Classe 3)				
$(N_{Ed} / N_{t,Rd}) + (M_{y,Ed} / M_{el,y,Rd}) + (M_{z,Ed} / M_{el,z,Rd}) = \sigma_{x,Ed} / (f_y / \gamma_{M0}) =$	-	$\leq 1,0$	-	

TFM - Pavilhão industrial para armazenamento de BigBags

Figura 2.33 – Folha 2/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Travessa IPE600R troço da extremidade junto aos esquadros)

Resistência do elemento à encurvadura			
EN 1993-1-1, 6.3.1			
Elementos uniformes comprimidos - Encurvadura por compressão "Colunas"			
Encurvadura - Eixo YY		Encurvadura - Eixo ZZ	
$L_{cr,y} =$	15.080 m	$L_{cr,z} =$	0.732 m
$N_{cr,y} =$	10053.459 kN	$N_{cr,z} =$	154445.207 kN
$\alpha_y =$	0.21 [-]	$\alpha_z =$	0.34 [-]
$\bar{\lambda}_y =$	0.709 [-]	$\bar{\lambda}_z =$	0.181 [-]
$\phi_y =$	0.805 [-]	$\phi_z =$	- [-]
$\chi_y =$	0.843 [-]	$\chi_z =$	1.000 [-]
$N_{b,y,Rd} =$	4265.440 kN.m	$N_{b,z,Rd} =$	5057.250 kN.m
$N_{Ed} / N_{b,y,Rd} =$	0.066 $\leq 1,0$	$N_{Ed} / N_{b,z,Rd} =$	0.056 $\leq 1,0$
	OK!		OK!
EN 1993-1-1, 6.3.2			
Elementos uniformes em flexão - Encurvadura lateral ou bambeamento "Vigas"			
Encurvadura lateral - Eixo YY		$z_g =$ 0.000 cm	
$L_{cr,y} =$	0.732 m	Coeficientes C_1 e C_2 da ENV 1993-1-1:1993 Anexo F	
$M_{cr,y} =$	50886.754 kN		
$\alpha_{LT} =$	- [-]		
$\bar{\lambda}_{LT} =$	0.150 [-]		
$\phi_{LT} =$	- [-]		
$\chi_{LT} =$	1.000 [-]	$C_1 =$	1.117
$M_{b,Rd} =$	1148.098 kN.m	$C_2 =$	0.000
$M_{y,Ed} / M_{b,Rd} =$	0.551 $\leq 1,0$		
	OK!		
EN 1993-1-1, 6.3.3			
Elementos uniformes em flexão composta com compressão "Coluna-Viga" (Método 2 - Anexo B)			
Factores de Interação		Coeficientes de momento uniforme equivalente C_m	
$k_{yy} =$	0.974	$C_{my} =$	0.942
$k_{yz} =$	0.349	$C_{mz} =$	0.590
$k_{zy} =$	0.781	$C_{mLT} =$	0.903
$k_{zz} =$	0.582		
$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd})$	0.066	$k_{yy} (M_{y,Ed}/M_{b,Rd})$	0.536
		$k_{yz} (M_{z,Ed}/M_{b,Rd})$	0.009
			Eq. (6.61)
			0.612 $\leq 1,0$
			OK!
$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd})$	0.056	$k_{zy} (M_{y,Ed}/M_{b,Rd})$	0.430
		$k_{zz} (M_{z,Ed}/M_{b,Rd})$	0.016
			Eq. (6.62)
			0.502 $\leq 1,0$
			OK!
Identificação do Projecto: TFM - Pavilhão industrial para armazenamento de BigBags			
Localização: Alhandra			

Figura 2.34— Folha 3/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Travessa IPE600R troço da extremidade junto aos esquadros)

Tabela 2.13 – Comparação de resultados para a verificação da secção sujeita a esforços combinados (Flexão Composta com Compressão)

"SemiComp" Tabela de Cálculo		
Rácio	0,297	0,297

Tabela 2.14 - Comparação de resultados para verificação da Encurvadura por Compressão

"SAP2000" Tabela de Cálculo			
Troço da extremidade junto aos esquadros	$N_{b,y,Rd}$ (kN)	4477,27	4265,44
	Rácio	0,063	0,066

Tabela 2.15 – Comparação de resultados para a verificação da Encurvadura por Flexão

"SAP2000" Tabela de Cálculo			
Troço da extremidade junto aos esquadros	M_{cr} (kN.m)	50842,29	50886,75
	$M_{b,Rd}$ (kN.m)	1148,13	1148,10
	Rácio	0,565	0,551

Tabela 2.16 – Comparação de resultados para a verificação da Encurvadura por Flexão Composta com Compressão (Factores de interação e Rácio)

"SAP2000" Tabela de Cálculo			
Troço da extremidade junto aos esquadros	K_{yy}	1,026	0,974
	K_{yz}	0,349	0,349
	K_{zy}	0,781	0,781
	K_{zz}	0,582	0,582
	Rácio	0,638	0,612

Nota: Os valores de k_{yy} calculados pelo "SAP2000" estão incorrectos, uma vez que este considera os momentos aplicados no troço analisado e não no elemento.

2.2.1.2.3 Zona dos esquadros

Adoptou-se para o esquadro parte de uma secção de um perfil IPE 600R. A verificação foi feita nas secções extremas dos esquadros, bem como em quatro secções intermédias, tal como se indica na figura seguinte.

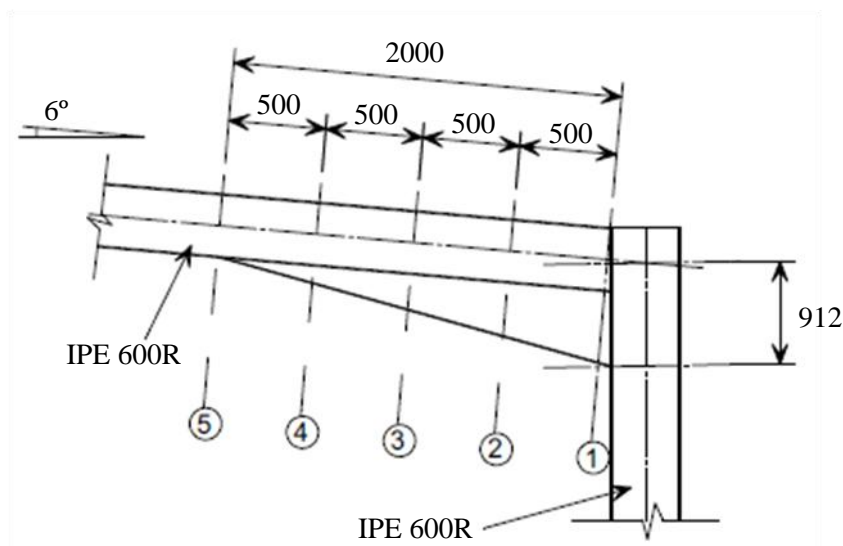


Figura 2.35 – Secções de cálculo do esquadro

As propriedades de cada secção transversal (1 a 5) obtém-se a partir da geometria das mesmas como está indicado na Tabela 2.17.

Tabela 2.17 – Propriedades das secções transversais de 1 a 5

Secção transversal N.º	h mm	b mm	t_w mm	t_f mm	r mm	A cm ²	h_i mm	d mm	Av_z cm ²	Av_y cm ²
1	1200	218	14	23	24	279.94	1154	1106	193.92	86.02
2	1052	218	14	23	24	259.22	1006	958	173.20	86.02
3	904	218	14	23	24	238.50	858	810	152.48	86.02
4	756	218	14	23	24	217.78	710	662	131.76	86.02
5	608	218	14	23	24	197.06	562	514	111.04	86.02
Secção transversal N.º	I_y cm ⁴	I_z cm ⁴	i_y cm	i_z cm	$W_{el,y}$ cm ³	$W_{el,z}$ cm ³	$W_{pl,y}$ cm ³	$W_{pl,z}$ cm ³	It cm ⁴	I_w cm ⁶
1	542797.33	4006.36	44.03	3.78	9046.62	367.56	10845.13	609.18	324.71	13754316
2	396520.40	4002.98	39.11	3.93	7538.41	367.25	8947.59	601.93	311.17	10512762
3	277192.44	3999.59	34.09	4.10	6132.58	366.94	7203.37	594.68	297.64	7706158
4	182544.20	3996.21	28.95	4.28	4829.21	366.62	5612.49	587.43	284.10	5334504
5	110306.42	3992.82	23.66	4.50	3628.50	366.31	4174.93	580.18	270.56	3397800

As propriedades das secções anteriormente indicadas foram calculadas considerando uma espessura da alma constante e ignorando o banzo central do perfil IPE 600R.

Nas tabelas seguintes efectuaram-se as verificações da resistência das secções transversais.

Tabela 2.18 – Verificação da resistência ao Esforço Transverso V_y , para as secções transversais de 1 a 5

Verificação da Resistência ao Esforço Transverso (V_y) para as secções transversais N.º 1 a 5

Secção transversal N.º	$V_{y,Ed}$ kN	A_{vy} cm^2	$V_{pl,y,Rd}$ kN	$V_{y,Ed} \leq V_{pl,y,Rd}$	$0.5 * V_{pl,y,Rd}$ kN	Interação $M_z + V_y$
1	-9.04	86.02	1365.75	Ok!	682.88	Dispensável
2	-9.04	86.02	1365.75	Ok!	682.88	Dispensável
3	6.01	86.02	1365.75	Ok!	682.88	Dispensável
4	6.01	86.02	1365.75	Ok!	682.88	Dispensável
5	6.01	86.02	1365.75	Ok!	682.88	Dispensável

Tabela 2.19 - Verificação da resistência ao Esforço Transverso V_z , para as secções transversais de 1 a 5

Verificação da Resistência ao Esforço Transverso (V_z) para as secções transversais N.º 1 a 5

Secção transversal N.º	$V_{z,Ed}$ kN	A_{vz} cm^2	$V_{pl,z,Rd}$ kN	$V_{z,Ed} \leq V_{pl,z,Rd}$	$0.5 * V_{pl,z,Rd}$ kN	Interação $M_y + V_z$
1	231.09	193.92	3078.82	Ok!	1539.41	Dispensável
2	229.79	173.20	2749.85	Ok!	1374.92	Dispensável
3	211.18	152.48	2420.87	Ok!	1210.44	Dispensável
4	210.07	131.76	2091.90	Ok!	1045.95	Dispensável
5	209.05	111.04	1762.93	Ok!	881.46	Dispensável

Tabela 2.20 – Verificação da resistência ao Esforço Axial, para as secções transversais de 1 a 5

Verificação da Resistência ao Esforço Axial (N) para as secções transversais N.º 1 a 5

Secção transversal N.º	N_{Ed} kN	A cm^2	$N_{c,Rd}$ kN	$N_{Ed} \leq N_{c,Rd}$	$\sigma_{x,Ed}$ kN	$\sigma_{x,Ed} \leq (f_y/\gamma_{M0})$	Interação $M_y + M_z + N$
1	-259.48	279.94	7698.23	Ok!	130.15	Ok!	Dispensável
2	-259.34	259.22	7128.43	Ok!	151.51	Ok!	Dispensável
3	-282.99	238.50	6558.63	Ok!	165.93	Ok!	Dispensável
4	-282.87	217.78	5988.83	Ok!	174.13	Ok!	Dispensável
5	-282.77	197.06	5419.03	Ok!	188.93	Ok!	Dispensável

Tabela 2.21 – Verificação da resistência à Flexão M_z para as secções transversais de 1 a 5

Verificação da Resistência à Flexão (M_z) para as secções transversais N.º 1 a 5				
Secção transversal N.º	$M_{z,Ed}$ kN.m	$W_{el,z}$ cm³	$M_{el,z,Rd}$ kN.m	$M_{z,Ed} \leq M_{el,z,Rd}$
1	-1.09	367.56	101.08	Ok!
2	-5.61	367.25	100.99	Ok!
3	-6.12	366.94	100.91	Ok!
4	-3.11	366.62	100.82	Ok!
5	-0.11	366.31	100.74	Ok!

Tabela 2.22 – Verificação da resistência à Flexão composta desviada, para as secções transversais de 1 a 5

Verificação da Resistência à Flexão composta desviada ($N+M_y+M_z$) para as secções transversais N.º 1 a 5

Secção transversal N.º	N_{Ed} kN	$M_{y,Ed}$ kN.m	$M_{z,Ed}$ kN.m	A cm²	$W_{el,y}$ cm³	$W_{el,z}$ cm³	$\sigma_{x,Ed}$ kN	$\sigma_{x,Ed} \leq (f_y/\gamma_{M0})$
1	-259.48	-1066.75	-1.09	279.94	9046.62	367.56	130.1517	Ok!
2	-259.34	-951.57	-5.61	259.22	7538.41	367.25	151.5102	Ok!
3	-282.99	-842.55	-6.12	238.50	6132.58	366.94	165.9336	Ok!
4	-282.87	-737.21	-3.11	217.78	4829.21	366.62	174.1282	Ok!
5	-282.77	-632.37	-0.11	197.06	3628.50	366.31	188.9286	Ok!

Para a verificação à encurvadura considera-se que existem travamentos à torção em cada extremo do esquadro, tendo-se considerado para o comprimento de encurvadura o comprimento do esquadro (2,0m).

A norma NP EN 1993-1-1 não aborda o cálculo de perfis de altura variável pelo que neste caso foi feita uma verificação de esforços num perfil equivalente (com secção em T) submetido a compressão e flexão.

A secção transversal do perfil em T analisada corresponde à secção transversal n.º 3, ver Figura 2.35.

O perfil em T equivalente (banzo comprimido equivalente) é constituído pelo banzo comprimido acrescido de 1/3 da zona comprimida da alma, conforme está definido na cláusula §6.3.2.4 da norma NP EN 1993-1-1.

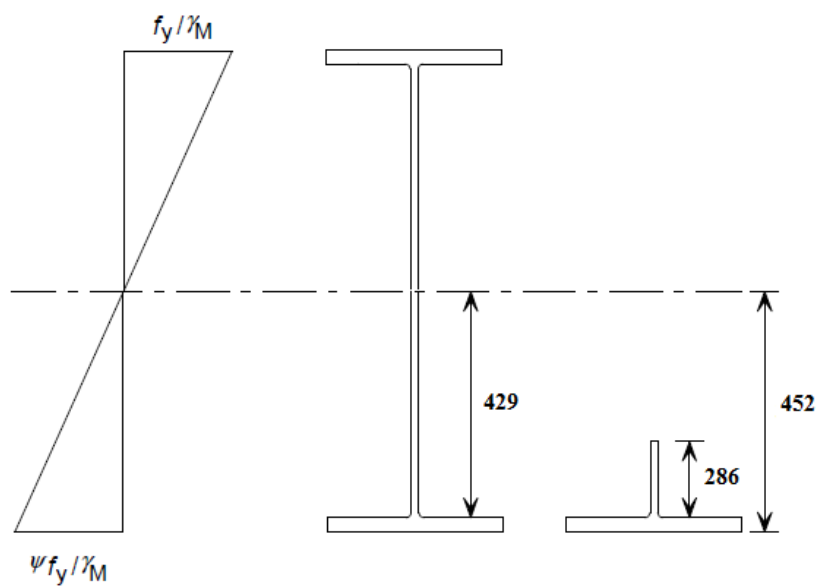


Figura 2.36 – Perfil equivalente com secção em T (secção 3)

Tabela 2.23 – Esforços de cálculo, parâmetros geométricos e elásticos das secções de 1 a 5

Esforços de cálculo e parâmetros geométricos para as secções transversais N.º 1 a 5

<i>Secção transversal</i> <i>N.º</i>	<i>N_{Ed}</i> <i>kN</i>	<i>M_{y,Ed}</i> <i>kN.m</i>	<i>A</i> <i>cm²</i>	<i>W_{el,y}</i> <i>cm³</i>	<i>h</i> <i>mm</i>	<i>z̄</i> <i>mm</i>	<i>1/3 h_w</i> <i>mm</i>
1	-259.48	-1066.75	279.94	9046.62	1200.00	600	384.67
2	-259.34	-951.57	259.22	7538.41	1052.00	526	335.33
3	-282.99	-842.55	238.50	6132.58	904.00	452	286.00
4	-282.87	-737.21	217.78	4829.21	756.00	378	236.67
5	-282.77	-632.37	197.06	3628.50	608.00	304	187.33

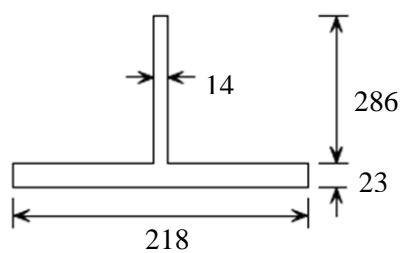


Figura 2.37 – Perfil equivalente com secção em T (Secção 3)

Tabela 2.24 – Características do perfil equivalente com secção em T (secção 3)

Características do perfil equivalente com secção em T (secção 3)									
Secção transversal N.º	<i>h</i> <i>mm</i>	<i>b</i> <i>mm</i>	<i>t_w</i> <i>mm</i>	<i>t_f</i> <i>mm</i>	<i>r</i> <i>mm</i>	<i>A_f</i> <i>cm</i> ²	<i>h_w</i> <i>mm</i>	<i>I_{f,z}</i> <i>cm</i> ⁴	<i>i_{f,z}</i> <i>cm</i>
3	309	218	14	23	24	99.23	286.00	1992.25	4.48

A compressão total equivalente no perfil com secção em T, para os esforços correspondentes à secção transversal N.º1, obtém-se somando a compressão axial com a compressão devida à flexão, segundo:

$$N_{Ed,f} = N_{Ed} \times \frac{A_f}{A} + \frac{M_{Ed}}{W_{el,y}} \times A_f$$

Tabela 2.25 – Compressão total equivalente no perfil com secção em T

Compressão total equivalente no perfil com secção em T, para os esforços correspondentes à secção transversal N.º1						
Secção transversal N.º	<i>N_{Ed,max}</i> <i>kN</i>	<i>M_{y,Ed,max}</i> <i>kN.m</i>	<i>A</i> <i>cm</i> ²	<i>W_{el,y}</i> <i>cm</i> ³	<i>A_f</i> <i>cm</i> ²	<i>N_{Ed,f}</i> <i>kN</i>
1	282.99	1066.8	279.94	9046.62		
3					99.23	1270.37

Tabela 2.26 – Verificação da resistência à Encurvadura segundo o eixo mais fraco (z-z)

Verificação da Resistência à Encurvadura segundo o eixo mais fraco (z-z)											
Secção transversal	Curva de enc.zz	<i>α_z</i>	<i>L_{cr,z}</i> <i>mm</i>	<i>λ_{f,z}</i>	<i>λ₁</i>	<i>λ̄_{f,z}</i>	<i>φ_z</i>	<i>χ_z</i>	<i>N_{b,z,Rd}</i> <i>kN</i>	<i>N_{Ed,f} / N_{b,z,Rd}</i>	<i>N_{Ed,f} ≤ N_{Ed,max}</i>
<i>Laminada</i>	b	0.34	2000	44.63	86.81	0.51	0.69	0.88	6758.26	0.188	Ok!

2.2.2 Madres Alçados

Esquema estrutural – Tratam-se de vigas treliçadas constituídas por dois cordões, um interior e o outro exterior, com secções tubulares de 200x100x12,5 e uma triangulação interior em V formada por perfis UNP100.

Vão das madres – Os vãos das madres variam entre os 9,7m e 13,9m, correspondentes à distância entre os pórticos do pavilhão, e entre 9m e 10,8m, estes correspondentes á distancia entre os pilares dos alçados das empenas.

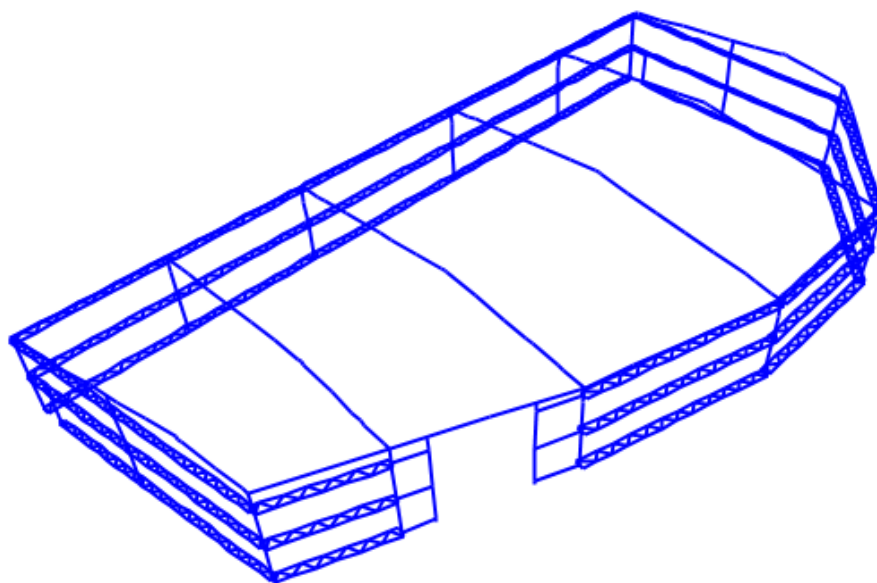


Figura 2.38 – Perspectiva geral das madres de alçados

A verificação da segurança aos Estados Limites Últimos foi feita para a madre do alçado de maior vão (13,9 m) para a combinação de acções mais desfavorável.

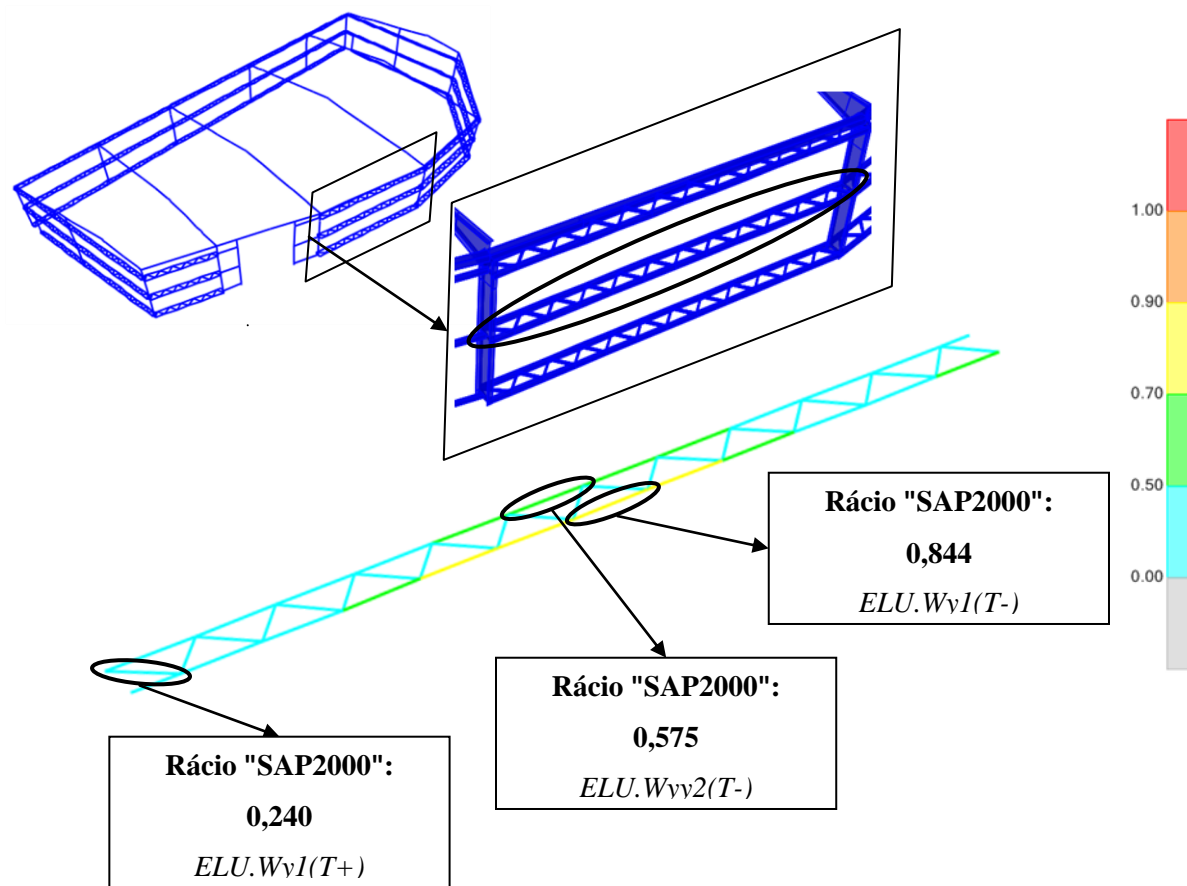


Figura 2.39 – Rácios das combinações mais desfavoráveis em relação aos Estados Limites Últimos determinados através do software "SAP2000"

2.2.2.1 Cordões exteriores

A) Resultados a partir do software "SAP2000"

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 3215 X Mid: 32.806 Combo: ELU.Wy1(T-) Design Type: Beam
Length: 1.200 Y Mid: 6.403 Shape: TUBO200x100x12.5 Frame Type: DCL-MRF
Loc : 1.200 Z Mid: 3.000 Class: Class 1 Rolled : No

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10 Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Ignore Seismic Code? No Ignore Special EQ Load? No D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1.00 GammaM1=1.00 GammaM2=1.25
q=4.00 Omega=1.00 GammaOV=1.10
An/Ag=1.00 RLLF=1.000 PLLF=0.750 D/C Lim=1.000

Aeff=0.007 eNy=0.000 eNz=0.000
A=0.007 Iyy=3.317E-05 iyy=0.069 Wel,yy=3.317E-04 Weff,yy=3.317E-04
It=2.447E-05 Izz=1.051E-05 izz=0.039 Wel,zz=2.103E-04 Weff,zz=2.103E-04
Iw=0.000 Iyz=0.000 h=0.200 Wpl,yy=4.258E-04 Av,z=0.003
E=210000000.0 fy=275000.000 fu=430000.000 Wpl,zz=2.539E-04 Av,y=0.005

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
1.200	-201.151	8.667	0.452	1.206	3.184	-0.048

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.61)

D/C Ratio: 0.844 = 0.708 + 0.125 + 0.011 < 1.000 OK
= $N_{Ed} / (Ch_{iy} N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{yy} (M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}) / (Ch_{iLT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1})$
+ $k_{yz} (M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}) / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})$ (EC3 6.3.3(4)-6.61)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity
Axial	-201.151	1890.625	1890.625

Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
1890.625	2128.500	311037.899	348.519	1.000

Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	348.519	2.329	3.734	0.150
MajorB(y-y)	c	0.490	348.519	2.329	3.734	0.150
Minor (z-z)	c	0.490	15133.447	0.353	0.600	0.922
MinorB(z-z)	c	0.490	15133.447	0.353	0.600	0.922
Torsional TF	c	0.490	348.519	2.329	3.734	0.150

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major (y-y)	8.667	9.327	117.090	117.090	117.090	117.090
Minor (z-z)	0.452	1.319	69.824	69.824	69.824	69.824

Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	d	0.760	0.144	0.489	1.000	1.028

	kyy	kzy	kzy	kzz
Factors	1.566	0.592	0.940	0.986

Figura 2.40 – Folha de dimensionamento do "SAP2000" para o cordão exterior mais solicitado (Tubo 200x100x12,5)

B) Dimensionamento pela tabela de cálculo "SemiComp"**b1) Verificação da secção mais esforçada**

SEMICOMP Cross-Section Check																	
<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: flex-start;"> <div> <p>Choose method EN 1993-1-1 (elastic Resistance)</p> <div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div> <p>$N_{Ed} = -201.151$ kN</p> <p>$M_{y,Ed} = 9.171$ kNm</p> <p>$M_{z,Ed} = 1.313$ kNm</p> </div> <div> <p>$V_{z,Ed} = 0.550$ kN</p> <p>$V_{y,Ed} = 0.034$ kN</p> </div> </div> <div style="text-align: right; margin-top: 10px;"> Perform cross-section checks </div> </div> </div>																	
<p><i>Reference values for classification</i></p> <div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div> <p>$c/t_w = 13.000$</p> <p>$c/t_f = 5.000$</p> </div> <div> <p>$\alpha_{web} = 1.000$</p> <p>$\alpha_{flange} = 1.000$</p> </div> <div> <p>$\psi_{web} = 0.212$</p> <p>$\psi_{flange} = 0.871$</p> </div> <div> <p>$\epsilon = 0.924$</p> <p>$\epsilon_{mod,cl3/4} = NaN$</p> </div> </div> <p><i>Boundaries</i></p> <table style="width: 100%; text-align: center; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th></th> <th>Class 1</th> <th>Class 2</th> <th>Class 3</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$c/t_w \leq c/t_{w, max}$</td> <td>30.506</td> <td>35.128</td> <td>52.475</td> </tr> <tr> <td>$c/t_f \leq c/t_{f, max}$</td> <td>30.506</td> <td>35.128</td> <td>40.553</td> </tr> </tbody> </table> <p style="text-align: center;">Cross section class = 1</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; font-size: 0.8em; margin-top: 10px;"> <p>Note: This tool is only applicable to Class 1 to 3. For Class 4 elastic cross-section values are used for all calculations.</p> </div>							Class 1	Class 2	Class 3	$c/t_w \leq c/t_{w, max}$	30.506	35.128	52.475	$c/t_f \leq c/t_{f, max}$	30.506	35.128	40.553
	Class 1	Class 2	Class 3														
$c/t_w \leq c/t_{w, max}$	30.506	35.128	52.475														
$c/t_f \leq c/t_{f, max}$	30.506	35.128	40.553														
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div> <p>$M_{pl,y,Rd} = 112.26$ kNm</p> <p>$M_{el,y,Rd} = 86.24$ kNm</p> <p>$N_{Rd} = 1844.52$ kN</p> </div> <div> <p>$M_{pl,z,Rd} = 67.30$ kNm</p> <p>$M_{el,z,Rd} = 55.22$ kNm</p> </div> <div> <p>$V_{pl,z,Rd} = 709.96$ kN</p> <p>$V_{pl,y,Rd} = 354.98$ kN</p> </div> </div>																	
<p>EN 1993-1-1, 6.2.3 / 6.2.4</p> <p><i>Tension or compression</i></p> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div> $U_{(6.5)/(6.9)} = 0.109 \leq 1.0$ </div> <div style="margin-left: 10px; background-color: #90EE90; padding: 5px;">ok</div> </div> <p>EN 1993-1-1, 6.2.5</p> <p><i>Bending moment</i></p> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div> $U_{strong A.} = 0.082 \leq 1.0$ </div> <div style="margin-left: 10px; background-color: #90EE90; padding: 5px;">ok</div> </div> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div> $U_{weak A.} = 0.020 \leq 1.0$ </div> <div style="margin-left: 10px; background-color: #90EE90; padding: 5px;">ok</div> </div> <p>EN 1993-1-1, 6.2.6</p> <p><i>Shear</i></p> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div> $U_{z-plastic} = 0.001 \leq 1.0$ </div> <div style="margin-left: 10px; background-color: #90EE90; padding: 5px;">ok</div> </div> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div> $U_{z-elastic} = 0.001 \leq 1.0$ </div> <div style="margin-left: 10px; background-color: #90EE90; padding: 5px;">ok</div> </div> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div> $U_{y-plastic} = 0.000 \leq 1.0$ </div> <div style="margin-left: 10px; background-color: #90EE90; padding: 5px;">ok</div> </div> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div> $U_{y-elastic} = 0.000 \leq 1.0$ </div> <div style="margin-left: 10px; background-color: #90EE90; padding: 5px;">ok</div> </div> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div> $h_w/t_w = 14.000 \leq 72\epsilon/\eta = 55.465$ </div> <div style="margin-left: 10px; background-color: #90EE90; padding: 5px;">ok</div> </div> <p>EN 1993-1-1, 6.2.9</p> <p><i>Bending and axial force</i></p> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div> $U_{(6.41)/(6.42)} = 0.016 \leq 1.0$ </div> <div style="margin-left: 10px; background-color: #90EE90; padding: 5px;">ok</div> </div> <div style="margin-left: 20px;"> $UF = 0.171$ </div> <p style="font-size: 0.8em; margin-top: 10px;"> <i>Comment: Shear Interaction is not considered within this software tool. If the utilization for shear is higher than 0.5, an additional check for shear interaction is necessary.</i> </p>																	

Figura 2.41 – Folha de cálculo do software "SemiComp" para a verificação da secção sujeita a esforços simples e combinados no cordão exterior mais solicitado

b2) Verificação do elemento à Encurvadura por Flexão Composta com Compressão (Colunas-Viga)

Nota: Este software não pode ser utilizado neste caso particular uma vez que a posição dos travamentos laterais é limitada em número e só é aplicável para espaçamentos equidistantes.

C) Verificação através da Tabela de Cálculo realizada para o presente trabalho

Verificação da secção mais esforçada e do elemento à encurvadura.

Dimensionamento de Elementos Metálicos							
Barra:	Madre Alçado_Cordão Exterior			Factores de segurança			
Combinação:	ELU.Wy1(T-)			γ_{M0}	= 1.00		
Designação:	3215			γ_{M1}	= 1.00		
Perfil:	RHS 200x100x12.5			γ_{M2}	= 1.25		
L=	1.2 m						
Material							
Classe Aço:	S 275		f_y	= 275 N/mm ²		E = 210000 N/mm ²	
Dados da secção transversal							
h [mm]	b [mm]	d [mm]	t _w [mm]	t _f [mm]	r [mm]	r1 [mm]	
200	100	150	12.5	12.5	-	12.5	
A [cm ²]	A _{yz} [cm ²]	A _w [cm ²]	i _y [mm]	i _z [mm]	I _{yy} [cm ⁴]	I _{zz} [cm ⁴]	
67.1	44.73	22.37	6.84	3.87	3136	1004	
W _{el,y} [cm ³]	W _{el,z} [cm ³]	W _{pl,y} [cm ³]	W _{pl,z} [cm ³]	I _t [cm ⁴]	I _w [cm ⁶]		
314	201	408	245	2541	0		
Classificação da secção transversal							
c/t _w =	12.000		ϵ = 0.92				
c/t _f =	4.000						
d/t =							
	Flexão			Compressão			
	Classe 1	Classe 2	Classe 3	Classe 1	Classe 2	Classe 3	
c/t _w ≤ c/t _{w, max}	66.558	76.727	114.628	30.506	35.128	38.825	
c/t _f ≤ c/t _{f, max}				8.320	9.244	12.942	
d/t ≤ d/t _{max}	-	-	-	-	-	-	
Classe à Flexão	1			Classe à flexão e à compressão 1			
Classe à Compressão	1						
Esforços actuantes de cálculo							
Secção	N _{Ed} kN	V _{z,Ed} kN	V _{y,Ed} kN	M _{z,Ed} kN.m	M _{y,Ed} kN.m	Secção mais esforçada	
1	-201.151	-0.105	-3.116	0.493	9.327		
2	-201.151	0.550	0.034	1.313	9.171	x	
3	-201.151	1.206	3.184	0.452	8.667		
Esforços Resistentes de cálculo							
N _{u,Rd}	= 2077.416 kN		V _{pl,z,Rd}	= 710.237 kN		M _{pl,y,Rd}	= 112.200 kN.m
N _{pl,Rd}	= 1845.250 kN		V _{pl,y,Rd}	= 355.119 kN		M _{pl,z,Rd}	= 67.375 kN.m
N _{t,Rd}	= 1845.250 kN					M _{el,y,Rd}	= 86.350 kN.m
N _{c,Rd}	= 1845.250 kN					M _{el,z,Rd}	= 55.275 kN.m

TFM - Pavilhão industrial para armazenamento de BigBags

Figura 2.42 – Folha 1/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Madre do alçado – cordão exterior mais solicitado)

Resistência da Secção Transversal mais esforçada									
EN 1993-1-1, 6.2.3/6.2.4									
Tracção									
$N_{Ed} / N_{t,Rd}$	=		$\leq 1,0$		-				
Compressão									
$N_{Ed} / N_{c,Rd}$	=	0.109	$\leq 1,0$		OK!				
EN 1993-1-1, 6.2.5									
Momento Flector									
$M_{y,Ed} / M_{c,Rd}$	=	0.082	$\leq 1,0$		OK!				
$M_{z,Ed} / M_{c,Rd}$	=	0.019	$\leq 1,0$		OK!				
EN 1993-1-1, 6.2.6									
Esforço Transverso Plástico					Esforço Transverso Elástico				
$V_{y,Ed} / V_{c,Rd}$	=	0.000	$\leq 1,0$		OK!	$V_{y,Ed} / V_{c,Rd}$	=	0.016	$\leq 1,0$ OK!
$V_{z,Ed} / V_{c,Rd}$	=	0.001	$\leq 1,0$		OK!	$V_{z,Ed} / V_{c,Rd}$	=	0.000	$\leq 1,0$ OK!
h_w / t_w	=	14.000	$\leq 72 \varepsilon / \eta$		66.558	OK!			
EN 1993-1-1, 6.2.8									
Flexão com esforço transverso									
$V_{y,Ed}$	=	0.034	$\leq V_{pl,y,Rd}$	=	355.119	OK!			
$V_{y,Ed}$	=	0.034	$\leq 0.5 V_{pl,y,Rd}$	=	177.559	OK!			
$M_{y,Ed} / M_{y,V,Rd}$	=	0.082	$\leq 1,0$		OK!			$M_{y,V,Rd}$	= Desp. Vy kN.m
$V_{z,Ed}$	=	0.550	$\leq V_{pl,z,Rd}$	=	710.237	OK!			
$V_{z,Ed}$	=	0.550	$\leq 0.5 V_{pl,z,Rd}$	=	355.119	OK!			
$M_{z,Ed} / M_{z,V,Rd}$	=	0.019	$\leq 1,0$		OK!			$M_{z,V,Rd}$	= Desp. Vz kN.m
EN 1993-1-1, 6.2.9									
Flexão Composta N + My									
N_{Ed}	=	201.151	$\leq 0,25 N_{pl,Rd}$	=	461.313	OK!			
N_{Ed}	=	201.151	$\leq 0,5 h_w t_w f_y / \gamma_{M0}$	=	601.563	OK!			
$M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd}$	=	0.082	$\leq 1,0$		OK!			$M_{N,y,Rd}$	= Desp. N kN.m
Flexão Composta N + Mz									
N_{Ed}	=	201.151	$\leq h_w t_w f_y / \gamma_{M0}$	=	1203.125	OK!			
$M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd}$	=	0.019	$\leq 1,0$		OK!			$M_{N,z,Rd}$	= Desp. N kN.m
Flexão Composta Desviada N + My + Mz (Classe 1 ou 2)									
$(M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd})^\alpha + (M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd})^\beta$	=	0.016	$\leq 1,0$		OK!				
EN 1993-1-1, 6.2.10									
Flexão Composta Desviada com Esforço transverso (Classe 1 ou 2)									
$(M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd})^\alpha + (M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd})^\beta$	=	0.016	$\leq 1,0$		OK!				
Flexão Composta Desviada N + My + Mz (Classe 3)									
$(N_{Ed} / N_{t,Rd}) + (M_{y,Ed} / M_{el,y,Rd}) + (M_{z,Ed} / M_{el,z,Rd}) = \sigma_{x,Ed} / (f_y / \gamma_{M0})$	=		$\leq 1,0$		-				

TFM - Pavilhão industrial para armazenamento de BigBags

Figura 2.43 – Folha 2/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Madre alçado – cordão exterior mais solicitado)

Resistência do elemento à encurvadura	
EN 1993-1-1, 6.3.1	
Elementos uniformes comprimidos - Encurvadura por compressão "Colunas"	
<p>Encurvadura - Eixo YY</p> $L_{cr,Y} = 13.900 \text{ m}$ $N_{cr,Y} = 336.407 \text{ kN}$ $\alpha_y = 0.21 [-]$ $\bar{\lambda}_y = 2.341 [-]$ $\phi_y = 3.465 [-]$ $\chi_y = 0.166 [-]$ $N_{b,Y,Rd} = 306.515 \text{ kN.m}$ $N_{Ed} / N_{b,Y,Rd} = 0.656 \leq 1,0$	OK!
<p>Encurvadura - Eixo ZZ</p> $L_{cr,Z} = 1.200 \text{ m}$ $N_{cr,Z} = 14450.746 \text{ kN}$ $\alpha_z = 0.21 [-]$ $\bar{\lambda}_z = 0.357 [-]$ $\phi_z = 0.580 [-]$ $\chi_z = 0.964 [-]$ $N_{b,Z,Rd} = 1778.304 \text{ kN.m}$ $N_{Ed} / N_{b,Z,Rd} = 0.113 \leq 1,0$	OK!
EN 1993-1-1, 6.3.2	
Elementos uniformes em flexão - Encurvadura lateral ou bambeamento "Vigas"	
<p>Encurvadura lateral - Eixo YY</p> $L_{cr,Y} = 1.200 \text{ m}$ $M_{cr,Y} = 5606.814 \text{ kN}$ $\alpha_{LT} = - [-]$ $\bar{\lambda}_{LT} = 0.141 [-]$ $\phi_{LT} = - [-]$ $\chi_{LT} = 1.000 [-]$ $M_{b,Rd} = 112.200 \text{ kN.m}$ $M_{y,Ed} / M_{b,Rd} = 0.083 \leq 1,0$	OK!
$z_g = 0.000 \text{ cm}$ Coeficientes C_1 e C_2 da ENV 1993-1-1:1993 Anexo F $C_1 = 1.028$ $C_2 = 0.000$	
EN 1993-1-1, 6.3.3	
Elementos uniformes em flexão composta com compressão "Coluna-Viga" (Método 2 - Anexo B)	
<p>Factores de Interação</p> $k_{yy} = 0.867$ $k_{yz} = 0.592$ $k_{zy} = 0.520$ $k_{zz} = 0.986$	<p>Coeficientes de momento uniforme equivalente C_m</p> $C_{my} = 0.568$ $C_{mz} = 0.969$ $C_{mLT} = 0.972$
$(N_{Ed}/N_{b,Y,Rd}) = 0.656$	
$k_{yy} (M_{y,Ed}/M_{b,Rd}) = 0.123$	
$k_{yz} (M_{z,Ed}/M_{b,Rd}) = 0.012$	
$(N_{Ed}/N_{b,Z,Rd}) = 0.113$	
$k_{zy} (M_{y,Ed}/M_{b,Rd}) = 0.043$	
$k_{zz} (M_{z,Ed}/M_{b,Rd}) = 0.019$	
$Eq. (6.61)$ $0.656 + 0.123 + 0.012 = 0.791 \leq 1,0$	OK!
$Eq. (6.62)$ $0.113 + 0.043 + 0.019 = 0.176 \leq 1,0$	OK!
<p>Identificação do Projecto: TFM - Pavilhão industrial para armazenamento de BigBags</p> <p>Localização: Alhandra</p>	

Figura 2.44 – Folha 3/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Madre alçado – cordão exterior mais solicitado)

Tabela 2.27 – Comparação de resultados para a verificação da secção sujeita a esforços simples e combinados (Flexão Composta com Compressão)

"SemiComp" Tabela de Cálculo		
Rácio (Compressão)	0,109	0,109
Rácio (Flexão + Compressão)	0,016	0,016

Tabela 2.28 - Comparação de resultados para verificação da Encurvadura por Compressão

"SAP2000" Tabela de Cálculo			
Cordão exterior mais solicitado	$N_{b,y,Rd}$ (kN)	284,20	306,52
	Rácio	0,708	0,656

Tabela 2.29 – Comparação de resultados para a verificação da Encurvadura por Flexão

"SAP2000" Tabela de Cálculo			
Cordão exterior mais solicitado	M_{cr} (kN.m)	5622,55	5606,81
	$M_{b,Rd}$ (kN.m)	117,09	112,20
	Rácio	0,080	0,083

Tabela 2.30 – Comparação de resultados para a verificação da Encurvadura por Flexão Composta com Compressão (Factores de interacção e Rácio)

"SAP2000" Tabela de Cálculo			
Cordão exterior mais solicitado	K_{yy}	1,566	0,867
	K_{yz}	0,592	0,592
	K_{zy}	0,940	0,520
	K_{zz}	0,986	0,986
	Rácio	0,844	0,686

Nota: Os valores de k_{yy} calculados pelo "SAP2000" estão incorrectos, uma vez que este considera os momentos aplicados no troço analisado e não no elemento. Neste caso particular trata-se de um elemento não susceptível a deformação por torção, em que k_{zy} depende de k_{yy} , logo k_{zy} está também incorrecto.

2.2.2.2 Cordões interiores

A) Resultados a partir do software "SAP2000"

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : KN, m, C

Frame : 3201 X Mid: 32.409 Combo: ELU.Wyy2(T-) Design Type: Beam
 Length: 1.200 Y Mid: 7.153 Shape: TUBO200x100x12.5 Frame Type: DCL-MRF
 Loc : 1.200 Z Mid: 3.000 Class: Class 1 Rolled : No

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10 Reliability=Class 2
 Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
 Ignore Seismic Code? No Ignore Special EQ Load? No D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1.00 GammaM1=1.00 GammaM2=1.25
 q=4.00 Omega=1.00 GammaOV=1.10
 An/Ag=1.00 RLLF=1.000 PLLF=0.750 D/C Lim=1.000

Aeff=0.007 eNy=0.000 eNz=0.000
 A=0.007 Iyy=3.317E-05 iyy=0.069 Wel,yy=3.317E-04 Weff,yy=3.317E-04
 It=2.447E-05 Izz=1.051E-05 izz=0.039 Wel,zz=2.103E-04 Weff,zz=2.103E-04
 Iw=0.000 Iyz=0.000 h=0.200 Wpl,yy=4.258E-04 Av,z=0.003
 E=2100000000.0 fy=275000.000 fu=430000.000 Wpl,zz=2.539E-04 Av,y=0.005

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
1.200	-131.379	-8.862	0.765	-0.501	-0.023	0.202

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.61)

D/C Ratio: 0.575 $\leq 0.462 + 0.106 + 0.007 < 1.000$ OK

$$= \frac{N_{Ed}}{(C_{i,y} N_{Rk}/\Gamma_{M1})} + k_{yy} \frac{(M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny})}{(C_{i,LT} M_{y,Rk}/\Gamma_{M1})} + k_{yz} \frac{(M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz})}{(M_{z,Rk}/\Gamma_{M1})}$$
 (EC3 6.3.3(4)-6.61)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity
Axial	-131.379	1890.625	1890.625

Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
1890.625	2128.500	311037.899	348.519	1.000

Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	348.519	2.329	3.734	0.150	284.195
MajorB(y-y)	c	348.519	2.329	3.734	0.150	284.195
Minor (z-z)	c	15133.447	0.353	0.600	0.922	1742.548
MinorB(z-z)	c	15133.447	0.353	0.600	0.922	1742.548
Torsional TF	c	348.519	2.329	3.734	0.150	284.195

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major (y-y)	-8.862	-9.034	117.090	117.090	117.090	117.090
Minor (z-z)	0.765	0.765	69.824	69.824	69.824	

Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	d	0.760	0.146	0.490	1.000	5468.962

	kyy	kzy	kzy	kzz
Factors	1.370	0.598	0.822	0.997

Figura 2.45 – Folha de dimensionamento do "SAP2000" para o cordão interior mais solicitado (Tubo 200x100x12,5)

B) Dimensionamento pela tabela de cálculo "SemiComp"

b1) Verificação da secção mais esforçada

SEMICOMP Cross-Section Check																	
<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: flex-start;"> <div style="width: 40%;"> <p>Choose method EN 1993-1-1 (elastic Resistance)</p> <p> $N_{Ed} = -131.379 \text{ kN}$ $M_{y,Ed} = -9.019 \text{ kNm}$ $M_{z,Ed} = 0.751 \text{ kNm}$ </p> </div> <div style="width: 40%;"> <p> $V_{z,Ed} = -0.072 \text{ kN}$ $V_{y,Ed} = -0.023 \text{ kN}$ </p> </div> <div style="width: 15%; text-align: center;"> <p>Perform cross-section checks</p> </div> </div>																	
<p><i>Reference values for classification</i></p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div> $c/t_w = 13.000$ $c/t_f = 5.000$ </div> <div> $\alpha_{web} = 1.000$ $\alpha_{flange} = 1.000$ </div> <div> $\psi_{web} = -0.001$ $\psi_{flange} = 0.908$ </div> <div> $\epsilon = 0.924$ $\epsilon_{mod,cl3/4} = \text{NaN}$ </div> </div> <p><i>Boundaries</i></p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th></th> <th>Class 1</th> <th>Class 2</th> <th>Class 3</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$c/t_w \leq c/t_{w, max}$</td> <td>30.506</td> <td>35.128</td> <td>57.973</td> </tr> <tr> <td>$c/t_f \leq c/t_{f, max}$</td> <td>30.506</td> <td>35.128</td> <td>40.044</td> </tr> </tbody> </table> <p style="text-align: center;">Cross section class = 1</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; font-size: 0.8em; margin-top: 5px;"> <p>Note: This tool is only applicable to Class 1 to 3. For Class 4 elastic cross-section values are used for all calculations.</p> </div>							Class 1	Class 2	Class 3	$c/t_w \leq c/t_{w, max}$	30.506	35.128	57.973	$c/t_f \leq c/t_{f, max}$	30.506	35.128	40.044
	Class 1	Class 2	Class 3														
$c/t_w \leq c/t_{w, max}$	30.506	35.128	57.973														
$c/t_f \leq c/t_{f, max}$	30.506	35.128	40.044														
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div> $M_{pl,y,Rd} = 112.26 \text{ kNm}$ $M_{el,y,Rd} = 86.24 \text{ kNm}$ $N_{Rd} = 1844.52 \text{ kN}$ </div> <div> $M_{pl,z,Rd} = 67.30 \text{ kNm}$ $M_{el,z,Rd} = 55.22 \text{ kNm}$ </div> <div> $V_{pl,z,Rd} = 709.96 \text{ kN}$ $V_{pl,y,Rd} = 354.98 \text{ kN}$ </div> </div>																	
<p>EN 1993-1-1, 6.2.3 / 6.2.4 <i>Tension or compression</i> $U_{(6.5)/(6.9)} = 0.071 \leq 1.0$ ok </p> <p>EN 1993-1-1, 6.2.5 <i>Bending moment</i> $U_{strong A} = 0.080 \leq 1.0$ ok $U_{weak A} = 0.011 \leq 1.0$ ok </p> <p>EN 1993-1-1, 6.2.6 <i>Shear</i> $U_{z-plastic} = 0.000 \leq 1.0$ ok $U_{y-plastic} = 0.000 \leq 1.0$ ok $U_{z-elastic} = 0.000 \leq 1.0$ ok $U_{y-elastic} = 0.000 \leq 1.0$ ok $h_w/t_w = 14.000 \leq 72\epsilon/\eta = 55.465$ ok </p> <p>EN 1993-1-1, 6.2.9 <i>Bending and axial force</i> $U_{(6.41)/(6.42)} = 0.015 \leq 1.0$ ok $UF = 0.132$ </p> <p style="font-size: 0.8em; margin-top: 5px;"> <i>Comment: Shear Interaction is not considered within this software tool. If the utilization for shear is higher than 0.5, an additional check for shear interaction is necessary.</i> </p>																	

Figura 2.46 – Folha de cálculo do software "SemiComp" para a verificação da secção sujeita a esforços simples e combinados no cordão interior mais solicitado

b2) Verificação do elemento à Encurvadura por Flexão Composta com compressão (Colunas-Viga)

Nota: Este software não pode ser utilizado neste caso particular uma vez que a posição dos travamentos laterais é limitada em número e só é aplicável para espaçamentos equidistantes.

C) Verificação através da Tabela de Cálculo realizada para o presente trabalho

Verificação da secção mais esforçada e do elemento à encurvadura.

Dimensionamento de Elementos Metálicos																																			
Barra:	Madre Alçado_Cordão Interior			Factores de segurança																															
Combinação:	ELU.Wyy2(T-)			$\gamma_{M0} =$	1.00																														
Designação:	3201			$\gamma_{M1} =$	1.00																														
Perfil:	RHS 200x100x12.5			$\gamma_{M2} =$	1.25																														
L=	1.2 m																																		
Material																																			
Classe Aço:	S 275		$f_y =$	275 N/mm ²		$E =$																													
						210000 N/mm ²																													
Dados da secção transversal																																			
h [mm]	b [mm]	d [mm]	t_w [mm]	t_f [mm]	r [mm]	r1 [mm]																													
200	100	150	12.5	12.5	-	12.5																													
A [cm ²]	A_{yz} [cm ²]	A_w [cm ²]	i_y [mm]	i_z [mm]	I_{yy} [cm ⁴]	I_{zz} [cm ⁴]																													
67.1	44.73	22.37	6.84	3.87	3136	1004																													
$W_{el,y}$ [cm ³]	$W_{el,z}$ [cm ³]	$W_{pl,y}$ [cm ³]	$W_{pl,z}$ [cm ³]	I_t [cm ⁴]	I_w [cm ⁶]																														
314	201	408	245	2541	0																														
Classificação da secção transversal																																			
$c/t_w =$	12.000		$\epsilon =$	0.92																															
$c/t_f =$	4.000																																		
$d/t =$	-																																		
	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">Flexão</th> <th colspan="3">Compressão</th> </tr> <tr> <th>Classe 1</th> <th>Classe 2</th> <th>Classe 3</th> <th>Classe 1</th> <th>Classe 2</th> <th>Classe 3</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>66.558</td> <td>76.727</td> <td>114.628</td> <td>30.506</td> <td>35.128</td> <td>38.825</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td>8.320</td> <td>9.244</td> <td>12.942</td> </tr> <tr> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> </tr> </tbody> </table>			Flexão			Compressão			Classe 1	Classe 2	Classe 3	Classe 1	Classe 2	Classe 3	66.558	76.727	114.628	30.506	35.128	38.825				8.320	9.244	12.942	-	-	-	-	-	-		
Flexão			Compressão																																
Classe 1	Classe 2	Classe 3	Classe 1	Classe 2	Classe 3																														
66.558	76.727	114.628	30.506	35.128	38.825																														
			8.320	9.244	12.942																														
-	-	-	-	-	-																														
$c/t_w \leq c/t_{w, \max}$																																			
$c/t_f \leq c/t_{f, \max}$																																			
$d/t \leq d/t_{\max}$																																			
Classe à Flexão	1			Classe à flexão e à compressão																															
Classe à Compressão	1			1																															
Esforços actuantes de cálculo																																			
Secção	N_{Ed} kN	$V_{z,Ed}$ kN	$V_{y,Ed}$ kN	$M_{z,Ed}$ kN.m	$M_{y,Ed}$ kN.m	Secção mais esforçada																													
1	-131.379	0.356	-0.023	0.737	-8.948																														
2	-131.379	-0.072	-0.023	0.751	-9.019	x																													
3	-131.379	-0.501	-0.023	0.765	-8.862																														
Esforços Resistentes de cálculo																																			
$N_{u,Rd} =$	2077.416 kN		$V_{pl,z,Rd} =$	710.237 kN		$M_{pl,y,Rd} =$																													
$N_{pl,Rd} =$	1845.250 kN		$V_{pl,y,Rd} =$	355.119 kN		$M_{pl,z,Rd} =$																													
$N_{t,Rd} =$	1845.250 kN					$M_{el,y,Rd} =$																													
$N_{c,Rd} =$	1845.250 kN					$M_{el,z,Rd} =$																													
						112.200 kN.m																													
						67.375 kN.m																													
						86.350 kN.m																													
						55.275 kN.m																													

TFM - Pavilhão industrial para armazenamento de BigBags

Figura 2.47 – Folha 1/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Madre alçado – cordão interior mais solicitado)

Resistência da Secção Transversal mais esforçada										
EN 1993-1-1, 6.2.3/6.2.4										
Tracção										
$N_{Ed} / N_{t,Rd} =$		<div></div>	$\leq 1,0$	<div></div>						
Compressão										
$N_{Ed} / N_{c,Rd} =$		<div>0.071</div>	$\leq 1,0$	OK!						
EN 1993-1-1, 6.2.5										
Momento Flector										
$M_{y,Ed} / M_{c,Rd} =$		<div>0.080</div>	$\leq 1,0$	OK!						
$M_{z,Ed} / M_{c,Rd} =$		<div>0.011</div>	$\leq 1,0$	OK!						
EN 1993-1-1, 6.2.6										
Esforço Transverso Plástico					Esforço Transverso Elástico					
$V_{y,Ed} / V_{c,Rd} =$		<div>0.000</div>	$\leq 1,0$	OK!		$V_{y,Ed} / V_{c,Rd} =$		<div>0.000</div>	$\leq 1,0$	OK!
$V_{z,Ed} / V_{c,Rd} =$		<div>0.000</div>	$\leq 1,0$	OK!		$V_{z,Ed} / V_{c,Rd} =$		<div>0.001</div>	$\leq 1,0$	OK!
$h_w / t_w =$		<div>14.000</div>	$\leq 72\varepsilon / \eta =$	<div>66.558</div>	OK!					
EN 1993-1-1, 6.2.8										
Flexão com esforço transverso										
$V_{y,Ed} =$		<div>0.023</div>	$\leq V_{pl,y,Rd} =$	<div>355.119</div>	OK!	\rightarrow		$M_{y,V,Rd} =$		<div>Desp. V_y</div> kN.m
$V_{y,Ed} =$		<div>0.023</div>	$\leq 0.5 V_{pl,y,Rd} =$	<div>177.559</div>	OK!			$M_{y,V,Rd} =$		<div>Desp. V_y</div> kN.m
$M_{y,Ed} / M_{y,V,Rd} =$		<div>0.080</div>	$\leq 1,0$	OK!						
$V_{z,Ed} =$		<div>0.072</div>	$\leq V_{pl,z,Rd} =$	<div>710.237</div>	OK!	\rightarrow		$M_{z,V,Rd} =$		<div>Desp. V_z</div> kN.m
$V_{z,Ed} =$		<div>0.072</div>	$\leq 0.5 V_{pl,z,Rd} =$	<div>355.119</div>	OK!			$M_{z,V,Rd} =$		<div>Desp. V_z</div> kN.m
$M_{z,Ed} / M_{z,V,Rd} =$		<div>0.011</div>	$\leq 1,0$	OK!						
EN 1993-1-1, 6.2.9										
Flexão Composta N + My										
$N_{Ed} =$		<div>131.379</div>	$\leq 0,25 N_{pl,Rd} =$	<div>461.313</div>	OK!	\rightarrow		$M_{N,y,Rd} =$		<div>Desp. N</div> kN.m
$N_{Ed} =$		<div>131.379</div>	$\leq 0,5 h_w t_w f_y / \gamma_{M0} =$	<div>601.563</div>	OK!			$M_{N,y,Rd} =$		<div>Desp. N</div> kN.m
$M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd} =$		<div>0.080</div>	$\leq 1,0$	OK!						
Flexão Composta N + Mz										
$N_{Ed} =$		<div>131.379</div>	$\leq h_w t_w f_y / \gamma_{M0} =$	<div>1203.125</div>	OK!	\rightarrow		$M_{N,z,Rd} =$		<div>Desp. N</div> kN.m
$M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd} =$		<div>0.011</div>	$\leq 1,0$	OK!				$M_{N,z,Rd} =$		<div>Desp. N</div> kN.m
Flexão Composta Desviada N + My + Mz (Classe 1 ou 2)										
$(M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd})^\alpha + (M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd})^\beta =$		<div>0.015</div>	$\leq 1,0$	OK!						
EN 1993-1-1, 6.2.10										
Flexão Composta Desviada com Esforço transverso (Classe 1 ou 2)										
$(M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd})^\alpha + (M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd})^\beta =$		<div>0.015</div>	$\leq 1,0$	OK!						
Flexão Composta Desviada N + My + Mz (Classe 3)										
$(N_{Ed} / N_{t,Rd}) + (M_{y,Ed} / M_{el,y,Rd}) + (M_{z,Ed} / M_{el,z,Rd}) = \sigma_{x,Ed} / (f_y / \gamma_{M0}) =$		<div></div>	$\leq 1,0$	<div></div>						

TFM - Pavilhão industrial para armazenamento de BigBags

Figura 2.48 – Folha 2/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Madre alçado – cordão interior mais solicitado)

Resistência do elemento à encurvadura	
EN 1993-1-1, 6.3.1	
Elementos uniformes comprimidos - Encurvadura por compressão "Colunas"	
<p>Encurvadura - Eixo YY</p> $L_{cr,Y} = 13.900 \text{ m}$ $N_{cr,Y} = 336.407 \text{ kN}$ $\alpha_y = 0.21 [-]$ $\bar{\lambda}_y = 2.341 [-]$ $\phi_y = 3.465 [-]$ $\chi_y = 0.166 [-]$ $N_{b,Y,Rd} = 306.515 \text{ kN.m}$ $N_{Ed} / N_{b,Y,Rd} = 0.429 \leq 1,0$	OK!
<p>Encurvadura - Eixo ZZ</p> $L_{cr,Z} = 1.200 \text{ m}$ $N_{cr,Z} = 14450.746 \text{ kN}$ $\alpha_z = 0.21 [-]$ $\bar{\lambda}_z = 0.357 [-]$ $\phi_z = 0.580 [-]$ $\chi_z = 0.964 [-]$ $N_{b,Z,Rd} = 1778.304 \text{ kN.m}$ $N_{Ed} / N_{b,Z,Rd} = 0.074 \leq 1,0$	OK!
EN 1993-1-1, 6.3.2	
Elementos uniformes em flexão - Encurvadura lateral ou bambeamento "Vigas"	
<p>Encurvadura lateral - Eixo YY</p> $L_{cr,Y} = 1.200 \text{ m}$ $M_{cr,Y} = 5472.816 \text{ kN}$ $\alpha_{LT} = - [-]$ $\bar{\lambda}_{LT} = 0.143 [-]$ $\phi_{LT} = - [-]$ $\chi_{LT} = 1.000 [-]$ $M_{b,Rd} = 112.200 \text{ kN.m}$ $M_{y,Ed} / M_{b,Rd} = 0.080 \leq 1,0$	OK!
$z_g = 0.000 \text{ cm}$ Coeficientes C_1 e C_2 da ENV 1993-1-1:1993 Anexo F $C_1 = 1.004$ $C_2 = 0.000$	
EN 1993-1-1, 6.3.3	
Elementos uniformes em flexão composta com compressão "Coluna-Viga" (Método 2 - Anexo B)	
<p>Factores de Interação</p> $k_{yy} = 0.740$ $k_{yz} = 0.598$ $k_{zy} = 0.444$ $k_{zz} = 0.997$	<p>Coeficientes de momento uniforme equivalente C_m</p> $C_{my} = 0.551$ $C_{mz} = 0.985$ $C_{mLT} = 1.000$
$(N_{Ed}/N_{b,Y,Rd}) = 0.429$	
$k_{yy} (M_{y,Ed}/M_{b,Rd}) = 0.105$	
$k_{yz} (M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) = 0.007$	
$Eq. (6.61)$ $0.429 + 0.105 + 0.007 = 0.540 \leq 1,0$	OK!
$(N_{Ed}/N_{b,Z,Rd}) = 0.074$	
$k_{zy} (M_{y,Ed}/M_{b,Rd}) = 0.036$	
$k_{zz} (M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) = 0.011$	
$Eq. (6.62)$ $0.074 + 0.036 + 0.011 = 0.121 \leq 1,0$	OK!
<p>Identificação do Projecto: TFM - Pavilhão industrial para armazenamento de BigBags</p> <p>Localização: Alhandra</p>	

Figura 2.49 – Folha 3/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Madre alçado – cordão interior mais solicitado)

Tabela 2.31 – Comparação de resultados para a verificação da secção sujeita a esforços simples e combinados (Flexão Composta com Compressão)

"SemiComp" Tabela de Cálculo		
Rácio (Compressão)	0,071	0,071
Rácio (Flexão + Compressão)	0,015	0,015

Tabela 2.32 - Comparação de resultados para verificação da Encurvadura por Compressão

<i>"SAP2000" Tabela de Cálculo</i>			
<i>Cordão interior mais solicitado</i>	<i>N_{b,y,Rd} (kN)</i>	284,20	306,52
	<i>Rácio</i>	0,462	0,429

Tabela 2.33 – Comparação de resultados para a verificação da Encurvadura por Flexão

<i>"SAP2000" Tabela de Cálculo</i>			
<i>Cordão interior mais solicitado</i>	<i>M_{cr} (kN.m)</i>	5468,96	5472,82
	<i>M_{b,Rd} (kN.m)</i>	117,09	112,20
	<i>Rácio</i>	0,077	0,080

Tabela 2.34 – Comparação de resultados para a verificação da Encurvadura por Flexão Composta com Compressão (Factores de interacção e Rácio)

"SAP2000" Tabela de Cálculo			
Cordão interior mais solicitado	K_{yy}	1,370	0,740
	K_{yz}	0,598	0,598
	K_{zy}	0,822	0,444
	K_{zz}	0,997	0,997
	Rácio	0,575	0,540

Nota: Os valores de k_{yy} calculados pelo "SAP2000" estão incorrectos uma vez que este considera os momentos aplicados no troço analisado e não no elemento. Neste caso particular trata-se de um elemento não susceptível a deformação por torção, em que k_{zy} depende de k_{yy} , logo k_{zy} está também incorrecto.

2.2.2.3 Diagonais

A) Resultados a partir do software "SAP2000"

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : KN, m, C

Frame : 5966 X Mid: 26.230 Combo: ELU.Wy1(T+) Design Type: Beam
 Length: 0.957 Y Mid: 8.742 Shape: UPN100 Frame Type: DCL-MRF
 Loc : 0.957 Z Mid: 3.000 Class: Class 1 Rolled : Yes

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10 Reliability=Class 2
 Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
 Ignore Seismic Code? No Ignore Special EQ Load? No D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1.00 GammaM1=1.00 GammaM2=1.25
 q=4.00 Omega=1.00 GammaOV=1.10
 An/Ag=1.00 RLLF=1.000 PLLF=0.750 D/C Lim=1.000

Aeff=0.001 eNy=0.000 eNz=0.000
 A=0.001 Iyy=2.053E-06 iyy=0.039 Wel,yy=4.106E-05 Weff,yy=4.106E-05
 It=0.000 Izz=0.000 izz=0.015 Wel,zz=8.478E-06 Weff,zz=8.478E-06
 Iw=0.000 Iyz=0.000 h=0.100 Wpl,yy=5.033E-05 Av,z=8.480E-04
 E=210000000.0 fy=275000.000 fu=430000.000 Wpl,zz=1.800E-05 Av,y=6.193E-04

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0.957	-47.440	0.573	-0.045	-0.358	0.061	-0.001

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)

D/C Ratio: 0.240 = 0.184 + 0.051 + 0.005 < 1.000 OK

$$= \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}/\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{(M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny})}{(M_{y,Rk}/\gamma_{M1})} + k_{zz} \frac{(M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz})}{(M_{z,Rk}/\gamma_{M1})}$$
 (EC3 6.3.3(4)-6.62)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity
Axial	-47.440	370.150	370.150

	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	370.150	416.722	1136.641	1025.034	1.000

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	4650.168	0.282	0.560	0.958	354.696
MajorB(y-y)	c	0.490	4650.168	0.282	0.560	0.958	354.696
Minor (z-z)	c	0.490	663.436	0.747	0.913	0.695	257.420
MinorB(z-z)	c	0.490	663.436	0.747	0.913	0.695	257.420
Torsional TF	c	0.490	1025.034	0.601	0.779	0.785	290.507

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major (y-y)	0.573	0.573	13.841	13.841	13.841	10.920
Minor (z-z)	-0.045	-0.045	4.950	4.950	4.950	

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	d	0.760	0.486	0.727	0.789	1.266	58.533

	kyy	kyz	kzy	kzz
Factors	0.792	0.319	0.974	0.532

Figura 2.50 – Folha de dimensionamento do "SAP2000" para a diagonal mais solicitada (UPN100)

B) Dimensionamento pela tabela de cálculo "*SemiComp*"

Nota: Este software não pode ser utilizado neste caso particular uma vez que a biblioteca de perfis não contempla a série de perfis UNP.

C) Verificação através da Tabela de Cálculo realizada para o presente trabalho

Verificação da secção mais esforçada e do elemento à encurvadura.

Dimensionamento de Elementos Metálicos						
Barra:	Madre Alçado_Diagonal			Factores de segurança		
Combinação:	ELU.Wy1(T+)			$\gamma_{M0} =$	1.00	
Designação:	5966			$\gamma_{M1} =$	1.00	
Perfil:	UPN 100			$\gamma_{M2} =$	1.25	
L=	0.957 m					
Material						
Classe Aço:	S 275		$f_y =$	275 N/mm ²		$E =$ 210000 N/mm ²
Dados da secção transversal						
h [mm]	b [mm]	d [mm]	t _w [mm]	t _f [mm]	r [mm]	r1 [mm]
100	50	64	6	8.5	-	8.5
A [cm ²]	A _{yz} [cm ²]	A _w [cm ²]	i _y [mm]	i _z [mm]	I _{yy} [cm ⁴]	I _{zz} [cm ⁴]
13.5	6.46	7.04	3.91	1.47	206	29.3
W _{el,y} [cm ³]	W _{el,z} [cm ³]	W _{pl,y} [cm ³]	W _{pl,z} [cm ³]	I _t [cm ⁴]	I _w [cm ⁶]	
41.2	8.49	49	16.2	2.81	410	
Classificação da secção transversal						
c/t _w =	10.667		$\epsilon =$ 0.92			
c/t _f =	4.176					
d/t =	-					
	Flexão			Compressão		
	Classe 1	Classe 2	Classe 3	Classe 1	Classe 2	Classe 3
c/t _w ≤ c/t _{w, max}	66.558	76.727	114.628	30.506	35.128	38.825
c/t _f ≤ c/t _{f, max}				8.320	9.244	12.942
d/t ≤ d/t _{max}	-	-	-	-	-	-
Classe à Flexão	1			Classe à flexão e à compressão 1		
Classe à Compressão	1					
Esforços actuantes de cálculo						
Secção	N _{Ed} kN	V _{z,Ed} kN	V _{y,Ed} kN	M _{z,Ed} kN.m	M _{y,Ed} kN.m	Secção mais esforçada
1	-47.440	-0.225	0.061	0.013	0.294	
2	-47.440	-0.291	0.061	-0.016	0.418	
3	-47.440	-0.358	0.061	-0.045	0.573	x
Esforços Resistentes de cálculo						
N _{u,Rd} =	417.960 kN		V _{pl,z,Rd} =	102.566 kN		M _{pl,y,Rd} = 13.475 kN.m
N _{pl,Rd} =	371.250 kN		V _{pl,y,Rd} =	111.775 kN		M _{pl,z,Rd} = 4.455 kN.m
N _{t,Rd} =	371.250 kN					M _{el,y,Rd} = 11.330 kN.m
N _{c,Rd} =	371.250 kN					M _{el,z,Rd} = 2.335 kN.m

TFM - Pavilhão industrial para armazenamento de BigBags

Figura 2.51 – Folha 1/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Madre alçado – diagonal mais solicitada)

Resistência da Secção Transversal mais esforçada									
EN 1993-1-1, 6.2.3/6.2.4									
Tracção									
$N_{Ed} / N_{t,Rd} =$									
Compressão									
$N_{Ed} / N_{c,Rd} =$									
EN 1993-1-1, 6.2.5									
Momento Flector									
$M_{y,Ed} / M_{c,Rd} =$									
$M_{z,Ed} / M_{c,Rd} =$									
EN 1993-1-1, 6.2.6									
Esforço Transverso Plástico					Esforço Transverso Elástico				
$V_{y,Ed} / V_{c,Rd} =$					$V_{y,Ed} / V_{c,Rd} =$				
$V_{z,Ed} / V_{c,Rd} =$					$V_{z,Ed} / V_{c,Rd} =$				
$h_w / t_w =$									
EN 1993-1-1, 6.2.8									
Flexão com esforço transverso									
$V_{y,Ed} =$					$V_{pl,y,Rd} =$				
$V_{y,Ed} =$					$0.5 V_{pl,y,Rd} =$				
$M_{y,Ed} / M_{y,V,Rd} =$									
$V_{z,Ed} =$					$V_{pl,z,Rd} =$				
$V_{z,Ed} =$					$0.5 V_{pl,z,Rd} =$				
$M_{z,Ed} / M_{z,V,Rd} =$									
EN 1993-1-1, 6.2.9									
Flexão Composta N + My									
$N_{Ed} =$					$0.25 N_{pl,Rd} =$				
$N_{Ed} =$					$0.5 h_w t_w f_y / \gamma_{M0} =$				
$M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd} =$									
Flexão Composta N + Mz									
$N_{Ed} =$					$h_w t_w f_y / \gamma_{M0} =$				
$M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd} =$									
Flexão Composta Desviada N + My + Mz (Classe 1 ou 2)									
$(M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd})^\alpha + (M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd})^\beta =$									
EN 1993-1-1, 6.2.10									
Flexão Composta Desviada com Esforço transverso (Classe 1 ou 2)									
$(*) (M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd})^\alpha + (M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd})^\beta =$									
(*) Caso UPN => $(N_{Ed} / N_{t,Rd}) + (M_{y,Ed} / M_{el,y,Rd}) + (M_{z,Ed} / M_{el,z,Rd}) \leq 1,0$									
Flexão Composta Desviada N + My + Mz (Classe 3)									
$(N_{Ed} / N_{t,Rd}) + (M_{y,Ed} / M_{el,y,Rd}) + (M_{z,Ed} / M_{el,z,Rd}) = \sigma_{x,Ed} / (f_y / \gamma_{M0}) =$									

TFM - Pavilhão industrial para armazenamento de BigBags

Figura 2.52 – Folha 2/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Madre alçado – diagonal mais solicitada)

Resistência do elemento à encurvadura			
EN 1993-1-1, 6.3.1			
Elementos uniformes comprimidos - Encurvadura por compressão "Colunas"			
<p style="text-align: center;">Encurvadura - Eixo YY</p> <p>$L_{cr,y} = 0.957$ m</p> <p>$N_{cr,y} = 4661.894$ kN</p> <p>$\alpha_y = 0.49$ [-]</p> <p>$\bar{\lambda}_y = 0.282$ [-]</p> <p>$\phi_y = 0.560$ [-]</p> <p>$\chi_y = 0.958$ [-]</p> <p>$N_{b,y,Rd} = 355.781$ kN.m</p> <p>$N_{Ed} / N_{b,y,Rd} = 0.133 \leq 1,0$ OK!</p>	<p style="text-align: center;">Encurvadura - Eixo ZZ</p> <p>$L_{cr,z} = 0.957$ m</p> <p>$N_{cr,z} = 663.075$ kN</p> <p>$\alpha_z = 0.49$ [-]</p> <p>$\bar{\lambda}_z = 0.750$ [-]</p> <p>$\phi_z = 0.916$ [-]</p> <p>$\chi_z = 0.694$ [-]</p> <p>$N_{b,z,Rd} = 257.475$ kN.m</p> <p>$N_{Ed} / N_{b,z,Rd} = 0.184 \leq 1,0$ OK!</p>		
EN 1993-1-1, 6.3.2			
Elementos uniformes em flexão - Encurvadura lateral ou bambeamento "Vigas"			
<p style="text-align: center;">Encurvadura lateral - Eixo YY</p> <p>$L_{cr,y} = 0.957$ m</p> <p>$M_{cr,y} = 59.831$ kN</p> <p>$\alpha_{LT} = 0.76$ [-]</p> <p>$\bar{\lambda}_{LT} = 0.475$ [-]</p> <p>$\phi_{LT} = 0.717$ [-]</p> <p>$\chi_{LT} = 0.797$ [-]</p> <p>$M_{b,Rd} = 10.743$ kN.m</p> <p>$M_{y,Ed} / M_{b,Rd} = 0.053 \leq 1,0$ OK!</p>	<p>$z_g = 0.000$ cm</p> <p style="text-align: center;">Coeficientes C_1 e C_2 da ENV 1993-1-1:1993 Anexo F</p> <p>$C_1 = 1.298$</p> <p>$C_2 = 0.000$</p>		
EN 1993-1-1, 6.3.3			
Elementos uniformes em flexão composta com compressão "Coluna-Viga" (Método 2 - Anexo B)			
<p style="text-align: center;">Factores de Interação</p> <p>$k_{yy} = 0.607$</p> <p>$k_{yz} = 0.420$</p> <p>$k_{zy} = 0.000$</p> <p>$k_{zz} = 0.699$</p>	<p style="text-align: center;">Coeficientes de momento uniforme equivalente C_m</p> <p>$C_{my} = 0.600$</p> <p>$C_{mz} = 0.600$</p> <p>$C_{mLT} = 0.600$</p>		
<p>Eq. (6.61)</p> <p>$\frac{(N_{Ed}/N_{b,y,Rd})}{0.133} + \frac{k_{yy} (M_{y,Ed}/M_{b,Rd})}{0.000} + \frac{k_{yz} (M_{z,Ed}/M_{z,Rd})}{0.000} = 0.133 \leq 1,0$ OK!</p>			
<p>Eq. (6.62)</p> <p>$\frac{(N_{Ed}/N_{b,z,Rd})}{0.184} + \frac{k_{zy} (M_{y,Ed}/M_{b,Rd})}{0.000} + \frac{k_{zz} (M_{z,Ed}/M_{z,Rd})}{0.000} = 0.184 \leq 1,0$ OK!</p>			
<p>Identificação do Projecto: TFM - Pavilhão industrial para armazenamento de BigBags</p> <p>Localização: Alhandra</p>			

Figura 2.53 – Folha 3/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Madre alçado – diagonal mais solicitada)

Tabela 2.35 – Comparação de resultados para a verificação da secção sujeita a esforços simples

"SemiComp" Tabela de Cálculo	
Rácio (Compressão)	- 0,128

Tabela 2.36 - Comparação de resultados para verificação da Encurvadura por Compressão

"SAP2000" Tabela de Cálculo			
Diagonal mais solicitada	$N_{b,y,Rd} (kN)$	354,70	355,78
	Rácio	0,133	0,133
	$N_{b,z,Rd} (kN)$	257,42	257,48
	Rácio	0,184	0,184

2.2.3 Madres Cobertura

Esquema estrutural – Tratam-se de vigas treliçadas constituídas por dois cordões, um inferior e outro superior, com secções tubulares de 200x100x8 e uma triangulação interior em V formadas por perfis UNP100.

Vão das madres – Os vãos das madres variam entre os 9.7 m e 13.9 m que correspondem às diferentes distâncias entre os pórticos do pavilhão.

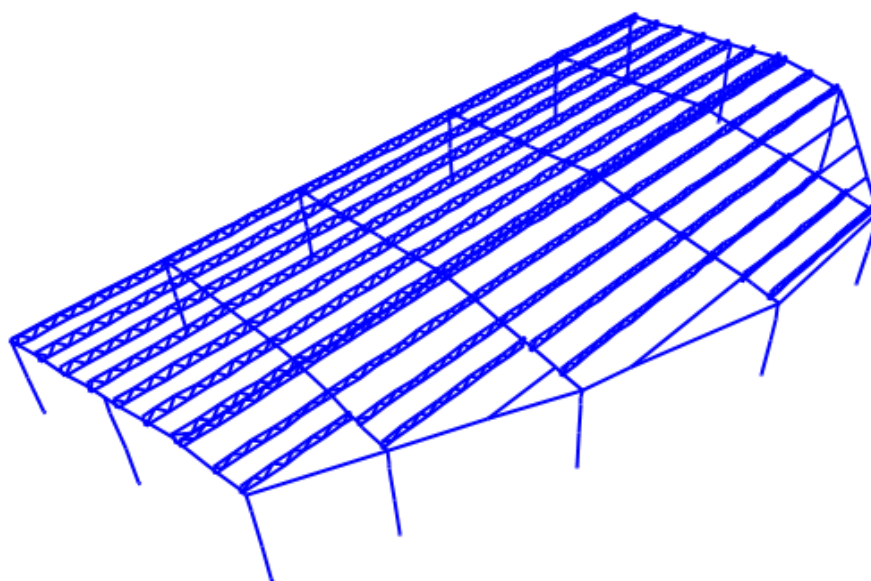


Figura 2.54 – Perspectiva geral das madres de cobertura

A verificação da segurança aos Estados Limites Últimos foi feita para a madre de cobertura de maior vão (13,9 m) e para a combinação de acções mais desfavorável.

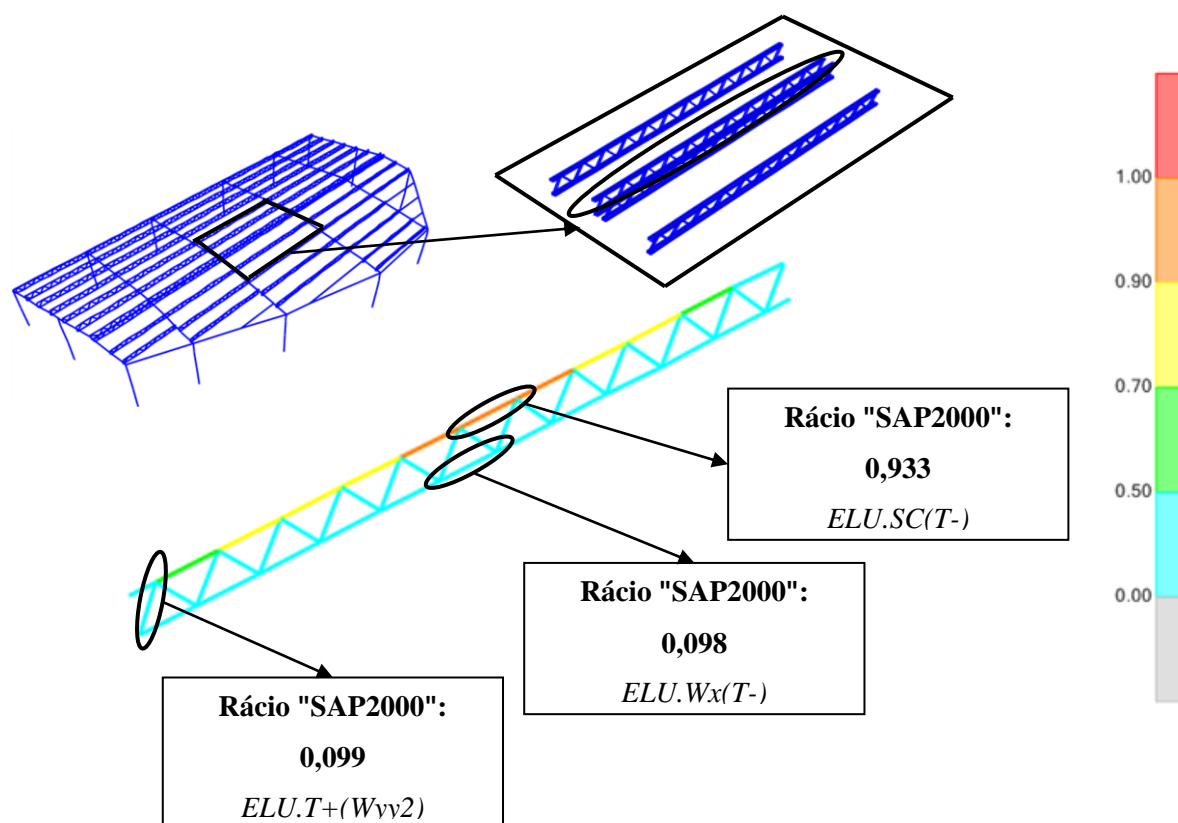


Figura 2.55 – Rácios das combinações mais desfavoráveis em relação aos Estados Limites Últimos determinados através do software "SAP2000"

2.2.3.1 Cordões superiores

A) Resultados a partir do software "SAP2000"

```

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 4183      X Mid: 34.468      Combo: ELU.SC(T-)      Design Type: Beam
Length: 1.200     Y Mid: 20.129      Shape: TUBO200x100x8    Frame Type: DCL-MRF
Loc : 0.400      Z Mid: 7.870      Class: Class 1         Rolled : No

Country=CEN Default      Combination=Eq. 6.10      Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes      P-Delta Done? No
Ignore Seismic Code? No  Ignore Special EQ Load? No      D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1.00      GammaM1=1.00      GammaM2=1.25
q=4.00      Omega=1.00      GammaOV=1.10
An/Ag=1.00      RLLF=1.000      PLLF=0.750      D/C Lim=1.000

Aeff=0.005      eNy=0.000      eNz=0.000
A=0.005      Iyy=2.306E-05      iyy=0.071      Wel,yy=2.306E-04      Weff,yy=2.306E-04
It=1.758E-05      Izz=7.579E-06      izz=0.041      Wel,zz=1.516E-04      Weff,zz=1.516E-04
Iw=0.000      Iyz=0.000      h=0.200      Wpl,yy=2.890E-04      Av,z=0.002
E=210000000.0      fy=275000.000      fu=430000.000      Wpl,zz=1.754E-04      Av,y=0.004

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
Location      Ned      Med,yy      Med,zz      Ved,z      Ved,y      Ted
0.400      -173.131      -2.859      0.575      -0.116      -0.322      0.356

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.61)
D/C Ratio: 0.933 = 0.865 + 0.062 + 0.007 < 1.000 OK
= Ned/(Chi_y NRk/GammaM1) + kyy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1)
+ kyz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.61)

AXIAL FORCE DESIGN
      Ned      Nc,Rd      Nt,Rd
      Force      Capacity      Capacity
Axial      -173.131      1249.600      1249.600

      Npl,Rd      Nu,Rd      Ncr,T      Ncr,TF      An/Ag
      1249.600      1406.822      210568.795      247.652      1.000

      Curve      Alpha      Ncr      LambdaBar      Phi      Chi      Nb,Rd
Major (y-y)      c      0.490      247.652      2.246      3.524      0.160      200.262
MajorB (y-y)      c      0.490      247.652      2.246      3.524      0.160      200.262
Minor (z-z)      c      0.490      10907.922      0.338      0.591      0.929      1161.411
MinorB (z-z)      c      0.490      10907.922      0.338      0.591      0.929      1161.411
Torsional TF      c      0.490      247.652      2.246      3.524      0.160      200.262

MOMENT DESIGN
      Med      Med,span      Mc,Rd      Mv,Rd      Mn,Rd      Mb,Rd
      Moment      Moment      Capacity      Capacity      Capacity      Capacity
Major (y-y)      -2.859      -2.892      79.482      79.482      79.482      79.482
Minor (z-z)      0.575      0.581      48.242      48.242      48.242      48.242

      Curve      AlphaLT      LambdaBarLT      PhiLT      ChiLT      C1      Mcr
LTB      d      0.760      0.140      0.487      1.000      1.024      4030.217

      kyy      kyz      kzy      kzz
Factors      1.692      0.600      1.015      1.000

```

Figura 2.56 – Folha de dimensionamento do "SAP2000" para o cordão superior mais solicitado (Tubo 200x100x8)

B) Dimensionamento pela tabela de cálculo "SemiComp"

b1) Verificação da secção mais esforçada

SEMICOMP Cross-Section Check																									
<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: flex-start;"> <div style="width: 40%;"> <p>Choose method EN 1993-1-1 (elastic Resistance)</p> <p> $N_{Ed} = -173.131$ kN $M_{y,Ed} = -2.829$ kNm $M_{z,Ed} = 0.578$ kNm </p> </div> <div style="width: 30%;"> <p> $V_{z,Ed} = -0.148$ kN $V_{y,Ed} = -0.015$ kN </p> </div> <div style="width: 25%; text-align: center;"> <p style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block;">Perform cross-section checks</p> </div> </div>																									
<p><i>Reference values for classification</i></p> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>$c/t_w = 22.000$</td> <td>$\alpha_{web} = 1.000$</td> <td>$\psi_{web} = 0.585$</td> <td>$\epsilon = 0.924$</td> </tr> <tr> <td>$c/t_f = 9.500$</td> <td>$\alpha_{flange} = 1.000$</td> <td>$\psi_{flange} = 0.891$</td> <td>$\epsilon_{mod,cl3/4} = NaN$</td> </tr> </table> <p><i>Boundaries</i></p> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th></th> <th>Class 1</th> <th>Class 2</th> <th>Class 3</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$c/t_w \leq c/t_{w, max} =$</td> <td style="border: 1px solid black; text-align: center;">30.506</td> <td style="border: 1px solid black; text-align: center;">35.128</td> <td style="border: 1px solid black; text-align: center;">44.983</td> </tr> <tr> <td>$c/t_f \leq c/t_{f, max} =$</td> <td style="border: 1px solid black; text-align: center;">30.506</td> <td style="border: 1px solid black; text-align: center;">35.128</td> <td style="border: 1px solid black; text-align: center;">40.280</td> </tr> </tbody> </table> <p style="text-align: center;">Cross section class = 1</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; font-size: 0.8em; margin-top: 5px;"> <p>Note: This tool is only applicable to Class 1 to 3. For Class 4 elastic cross-section values are used for all calculations.</p> </div>						$c/t_w = 22.000$	$\alpha_{web} = 1.000$	$\psi_{web} = 0.585$	$\epsilon = 0.924$	$c/t_f = 9.500$	$\alpha_{flange} = 1.000$	$\psi_{flange} = 0.891$	$\epsilon_{mod,cl3/4} = NaN$		Class 1	Class 2	Class 3	$c/t_w \leq c/t_{w, max} =$	30.506	35.128	44.983	$c/t_f \leq c/t_{f, max} =$	30.506	35.128	40.280
$c/t_w = 22.000$	$\alpha_{web} = 1.000$	$\psi_{web} = 0.585$	$\epsilon = 0.924$																						
$c/t_f = 9.500$	$\alpha_{flange} = 1.000$	$\psi_{flange} = 0.891$	$\epsilon_{mod,cl3/4} = NaN$																						
	Class 1	Class 2	Class 3																						
$c/t_w \leq c/t_{w, max} =$	30.506	35.128	44.983																						
$c/t_f \leq c/t_{f, max} =$	30.506	35.128	40.280																						
<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>$M_{pl,y,Rd} = 77.54$ kNm</td> <td>$M_{pl,z,Rd} = 47.24$ kNm</td> <td>$V_{pl,z,Rd} = 473.70$ kN</td> </tr> <tr> <td>$M_{el,y,Rd} = 61.42$ kNm</td> <td>$M_{el,z,Rd} = 40.65$ kNm</td> <td>$V_{pl,y,Rd} = 236.85$ kN</td> </tr> <tr> <td>$N_{Rd} = 1230.72$ kN</td> <td></td> <td></td> </tr> </table>						$M_{pl,y,Rd} = 77.54$ kNm	$M_{pl,z,Rd} = 47.24$ kNm	$V_{pl,z,Rd} = 473.70$ kN	$M_{el,y,Rd} = 61.42$ kNm	$M_{el,z,Rd} = 40.65$ kNm	$V_{pl,y,Rd} = 236.85$ kN	$N_{Rd} = 1230.72$ kN													
$M_{pl,y,Rd} = 77.54$ kNm	$M_{pl,z,Rd} = 47.24$ kNm	$V_{pl,z,Rd} = 473.70$ kN																							
$M_{el,y,Rd} = 61.42$ kNm	$M_{el,z,Rd} = 40.65$ kNm	$V_{pl,y,Rd} = 236.85$ kN																							
$N_{Rd} = 1230.72$ kN																									
<p>EN 1993-1-1, 6.2.3 / 6.2.4 <i>Tension or compression</i></p> <p>$U_{(6.5)/(6.9)} = 0.141 \leq 1.0$ ok</p> <p>EN 1993-1-1, 6.2.5 <i>Bending moment</i></p> <p>$U_{strong A} = 0.036 \leq 1.0$ ok</p> <p>$U_{weak A} = 0.012 \leq 1.0$ ok</p> <p>EN 1993-1-1, 6.2.6 <i>Shear</i></p> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>$U_{z-plastic} = 0.000 \leq 1.0$ ok</td> <td>$U_{y-plastic} = 0.000 \leq 1.0$ ok</td> </tr> <tr> <td>$U_{z-elastic} = 0.000 \leq 1.0$ ok</td> <td>$U_{y-elastic} = 0.000 \leq 1.0$ ok</td> </tr> <tr> <td colspan="2">$h_w/t_w = 23.000 \leq 72\epsilon/\eta = 55.465$ ok</td> </tr> </table> <p>EN 1993-1-1, 6.2.9 <i>Bending and axial force</i></p> <p>$U_{(6.41)/(6.42)} = 0.004 \leq 1.0$ ok $UF = 0.168$</p> <p style="font-size: 0.8em; margin-top: 10px;"> <i>Comment: Shear Interaction is not considered within this software tool. If the utilization for shear is higher than 0.5, an additional check for shear interaction is necessary.</i> </p>						$U_{z-plastic} = 0.000 \leq 1.0$ ok	$U_{y-plastic} = 0.000 \leq 1.0$ ok	$U_{z-elastic} = 0.000 \leq 1.0$ ok	$U_{y-elastic} = 0.000 \leq 1.0$ ok	$h_w/t_w = 23.000 \leq 72\epsilon/\eta = 55.465$ ok															
$U_{z-plastic} = 0.000 \leq 1.0$ ok	$U_{y-plastic} = 0.000 \leq 1.0$ ok																								
$U_{z-elastic} = 0.000 \leq 1.0$ ok	$U_{y-elastic} = 0.000 \leq 1.0$ ok																								
$h_w/t_w = 23.000 \leq 72\epsilon/\eta = 55.465$ ok																									

Figura 2.57 – Folha de cálculo do software "SemiComp" para a verificação da secção sujeita a esforços simples e combinados no cordão superior mais solicitado

b2) Verificação do elemento à Encurvadura por Compressão

Nota: Este software não pode ser utilizado neste caso particular uma vez que a posição dos travamentos laterais é limitada em número e só é aplicável para espaçamentos equidistantes.

C) Verificação através da Tabela de Cálculo realizada para o presente trabalho

Verificação da secção mais esforçada e do elemento à encurvadura.

Dimensionamento de Elementos Metálicos						
Barra:	Madre Cobertura_Cordão Superior			Factores de segurança		
Combinação:	ELU.SC(T-)			$\gamma_{M0} =$	1.00	
Designação:	4183			$\gamma_{M1} =$	1.00	
Perfil:	RHS 200x100x8			$\gamma_{M2} =$	1.25	
L=	1.2	m				
Material						
Classe Aço:	S 275	$f_y =$	275	$E =$		210000
Dados da secção transversal						
h [mm]	b [mm]	d [mm]	t_w [mm]	t_f [mm]	r [mm]	r1 [mm]
200	100	168	8	8	-	8
A [cm ²]	A_{yz} [cm ²]	A_{wy} [cm ²]	i_y [mm]	i_z [mm]	I_{yy} [cm ⁴]	I_{zz} [cm ⁴]
44.8	29.87	14.93	7.06	4.06	2234	739
$W_{el,y}$ [cm ³]	$W_{el,z}$ [cm ³]	$W_{pl,y}$ [cm ³]	$W_{pl,z}$ [cm ³]	I_t [cm ⁴]	I_w [cm ⁶]	
223	148	282	172	1804	0	
Classificação da secção transversal						
$c/t_w =$	21.000	$\epsilon =$	0.92			
$c/t_f =$	8.500					
$d/t =$	-					
$c/t_w \leq c/t_{w, \max}$						
$c/t_f \leq c/t_{f, \max}$						
$d/t \leq d/t_{\max}$						
Classe à Flexão		1	Classe à flexão e à compressão		1	
Classe à Compressão		1				
Esforços actuantes de cálculo						
Secção	N_{Ed} kN	$V_{z,Ed}$ kN	$V_{y,Ed}$ kN	$M_{z,Ed}$ kN.m	$M_{y,Ed}$ kN.m	Secção mais esforçada
1	-173.131	-0.051	-0.937	0.323	-2.892	
2	-173.131	-0.148	-0.015	0.578	-2.829	x
3	-173.131	-0.245	0.907	0.341	-2.714	
Esforços Resistentes de cálculo						
$N_{u,Rd} =$	1387.008	$V_{pl,z,Rd} =$	474.197	$M_{pl,y,Rd} =$	77.550	kN.m
$N_{pl,Rd} =$	1232.000	$V_{pl,y,Rd} =$	237.099	$M_{pl,z,Rd} =$	47.300	kN.m
$N_{t,Rd} =$	1232.000			$M_{el,y,Rd} =$	61.325	kN.m
$N_{c,Rd} =$	1232.000			$M_{el,z,Rd} =$	40.700	kN.m

TFM - Pavilhão industrial para armazenamento de BigBags

Figura 2.58 – Folha 1/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Madre cobertura – cordão superior mais solicitado)

Resistência da Secção Transversal mais esforçada			
EN 1993-1-1, 6.2.3/6.2.4			
Tracção			
$N_{Ed} / N_{t,Rd} =$	<input type="text" value="0.141"/>	$\leq 1,0$	-
Compressão			
$N_{Ed} / N_{c,Rd} =$	<input type="text" value="0.141"/>	$\leq 1,0$	OK!
EN 1993-1-1, 6.2.5			
Momento Flector			
$M_{y,Ed} / M_{c,Rd} =$	<input type="text" value="0.036"/>	$\leq 1,0$	OK!
$M_{z,Ed} / M_{c,Rd} =$	<input type="text" value="0.012"/>	$\leq 1,0$	OK!
EN 1993-1-1, 6.2.6			
Esforço Transverso Plástico		Esforço Transverso Elástico	
$V_{y,Ed} / V_{c,Rd} =$	<input type="text" value="0.000"/>	$\leq 1,0$	OK!
$V_{z,Ed} / V_{c,Rd} =$	<input type="text" value="0.000"/>	$\leq 1,0$	OK!
$h_w / t_w =$	<input type="text" value="23.000"/>	$\leq 72 \varepsilon / \eta =$	<input type="text" value="66.558"/> OK!
$V_{y,Ed} / V_{c,Rd} =$	<input type="text" value="0.007"/>	$\leq 1,0$	OK!
$V_{z,Ed} / V_{c,Rd} =$	<input type="text" value="0.000"/>	$\leq 1,0$	OK!
EN 1993-1-1, 6.2.8			
Flexão com esforço transverso			
$V_{y,Ed} =$	<input type="text" value="0.015"/>	$\leq V_{pl,y,Rd} =$	<input type="text" value="237.099"/> OK!
$V_{y,Ed} =$	<input type="text" value="0.015"/>	$\leq 0.5 V_{pl,y,Rd} =$	<input type="text" value="118.549"/> OK!
$M_{y,Ed} / M_{y,V,Rd} =$	<input type="text" value="0.036"/>	$\leq 1,0$	OK!
$V_{z,Ed} =$	<input type="text" value="0.148"/>	$\leq V_{pl,z,Rd} =$	<input type="text" value="474.197"/> OK!
$V_{z,Ed} =$	<input type="text" value="0.148"/>	$\leq 0.5 V_{pl,z,Rd} =$	<input type="text" value="237.099"/> OK!
$M_{z,Ed} / M_{z,V,Rd} =$	<input type="text" value="0.012"/>	$\leq 1,0$	OK!
$\rightarrow M_{y,V,Rd} =$ <input type="text" value="Desp. Vy"/> kN.m			
$\rightarrow M_{z,V,Rd} =$ <input type="text" value="Desp. Vz"/> kN.m			
EN 1993-1-1, 6.2.9			
Flexão Composta N + My			
$N_{Ed} =$	<input type="text" value="173.131"/>	$\leq 0,25 N_{pl,Rd} =$	<input type="text" value="308.000"/> OK!
$N_{Ed} =$	<input type="text" value="173.131"/>	$\leq 0,5 h_w t_w f_y / \gamma_{M0} =$	<input type="text" value="404.800"/> OK!
$M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd} =$	<input type="text" value="0.036"/>	$\leq 1,0$	OK!
$\rightarrow M_{N,y,Rd} =$ <input type="text" value="Desp. N"/> kN.m			
Flexão Composta N + Mz			
$N_{Ed} =$	<input type="text" value="173.131"/>	$\leq h_w t_w f_y / \gamma_{M0} =$	<input type="text" value="809.600"/> OK!
$M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd} =$	<input type="text" value="0.012"/>	$\leq 1,0$	OK!
$\rightarrow M_{N,z,Rd} =$ <input type="text" value="Desp. N"/> kN.m			
Flexão Composta Desviada N + My + Mz (Classe 1 ou 2)			
$(M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd})^\alpha + (M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd})^\beta =$		<input type="text" value="0.004"/>	$\leq 1,0$ OK!
EN 1993-1-1, 6.2.10			
Flexão Composta Desviada com Esforço transverso (Classe 1 ou 2)			
$(*) (M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd})^\alpha + (M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd})^\beta =$		<input type="text" value="0.004"/>	$\leq 1,0$ OK!
$(*)$ Caso UPN $\Rightarrow (N_{Ed} / N_{t,Rd}) + (M_{y,Ed} / M_{el,y,Rd}) + (M_{z,Ed} / M_{el,z,Rd}) \leq 1,0$			
Flexão Composta Desviada N + My + Mz (Classe 3)			
$(N_{Ed} / N_{t,Rd}) + (M_{y,Ed} / M_{el,y,Rd}) + (M_{z,Ed} / M_{el,z,Rd}) = \sigma_{x,Ed} / (f_y / \gamma_{M0}) =$		<input type="text" value="0.141"/>	$\leq 1,0$ -

TFM - Pavilhão industrial para armazenamento de BigBags

Figura 2.59 – Folha 2/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Madre cobertura – cordão superior mais solicitado)

Resistência do elemento à encurvadura			
EN 1993-1-1, 6.3.1			
Elementos uniformes comprimidos - Encurvadura por compressão "Colunas"			
Encurvadura - Eixo YY		Encurvadura - Eixo ZZ	
$L_{cr,Y} =$	13.900 m	$L_{cr,Z} =$	1.200 m
$N_{cr,Y} =$	239.647 kN	$N_{cr,Z} =$	10636.555 kN
$\alpha_y =$	0.21 [-]	$\alpha_z =$	0.21 [-]
$\bar{\lambda}_y =$	2.268 [-]	$\bar{\lambda}_z =$	0.341 [-]
$\phi_y =$	3.289 [-]	$\phi_z =$	0.573 [-]
$\chi_y =$	0.176 [-]	$\chi_z =$	0.968 [-]
$N_{b,Y,Rd} =$	217.211 kN.m	$N_{b,Z,Rd} =$	1192.371 kN.m
$N_{Ed} / N_{b,Y,Rd} =$	0.797 $\leq 1,0$	$N_{Ed} / N_{b,Z,Rd} =$	0.145 $\leq 1,0$
	OK!		OK!
EN 1993-1-1, 6.3.2			
Elementos uniformes em flexão - Encurvadura lateral ou bambeamento "Vigas"			
Encurvadura lateral - Eixo YY		$z_g =$ 0.000 cm	
$L_{cr,Y} =$	1.200 m	Coeficientes C_1 e C_2 da ENV 1993-1-1:1993 Anexo F	
$M_{cr,Y} =$	4037.526 kN		
$\alpha_{LT} =$	- [-]	$C_1 =$	1.024
$\bar{\lambda}_{LT} =$	0.139 [-]	$C_2 =$	0.000
$\phi_{LT} =$	- [-]		
$\chi_{LT} =$	1.000 [-]		
$M_{b,Rd} =$	77.550 kN.m		
$M_{y,Ed} / M_{b,Rd} =$	0.037 $\leq 1,0$		
	OK!		
EN 1993-1-1, 6.3.3			
Elementos uniformes em flexão composta com compressão "Coluna-Viga" (Método 2 - Anexo B)			
Factores de Interação		Coeficientes de momento uniforme equivalente C_m	
$k_{yy} =$	1.569	$C_{my} =$	0.958
$k_{yz} =$	0.600	$C_{mz} =$	0.979
$k_{zy} =$	0.941	$C_{mLT} =$	0.983
$k_{zz} =$	0.999		
$(N_{Ed}/N_{b,Y,Rd})$	0.797	$k_{yy} (M_{y,Ed}/M_{b,Rd})$	0.058
		$k_{yz} (M_{z,Ed}/M_{b,Rd})$	0.007
			Eq. (6.61)
			0.862 $\leq 1,0$
			OK!
$(N_{Ed}/N_{b,Z,Rd})$	0.145	$k_{zy} (M_{y,Ed}/M_{b,Rd})$	0.035
		$k_{zz} (M_{z,Ed}/M_{b,Rd})$	0.012
			Eq. (6.62)
			0.193 $\leq 1,0$
			OK!
Identificação do Projecto: TFM - Pavilhão industrial para armazenamento de BigBags Localização: Alhandra			

Figura 2.60 – Folha 3/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Madre cobertura – cordão superior mais solicitado)

Tabela 2.37 – Comparação de resultados para a verificação da secção sujeita a esforços simples

"SemiComp" Tabela de Cálculo		
Rácio (Compressão)	0,141	0,141

Tabela 2.38 - Comparação de resultados para verificação da Encurvadura por Compressão

"SAP2000" Tabela de Cálculo			
Cordão superior mais solicitado	$N_{b,y,Rd} (kN)$	200,26	217,21
	Rácio	0,865	0,797
	$N_{b,z,Rd} (kN)$	1161,41	1192,37
	Rácio	0,149	0,145

2.2.3.2 Cordões Inferiores

A) Resultados a partir do software "SAP2000"

```

Frame : 4229      X Mid: 33.871      Combo: ELU.Wx(T-)      Design Type: Beam
Length: 1.200     Y Mid: 20.092      Shape: TUBO200x100x8      Frame Type: DCL-MRF
Loc : 0.000      Z Mid: 7.274      Class: Class 1      Rolled : No

Country=CEN Default      Combination=Eq. 6.10      Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B)      MultiResponse=Envelopes      P-Delta Done? No
Ignore Seismic Code? No      Ignore Special EQ Load? No      D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1.00      GammaM1=1.00      GammaM2=1.25
q=4.00      Omega=1.00      GammaOV=1.10
An/Ag=1.00      RLLF=1.000      PLLF=0.750      D/C Lim=1.000

Aeff=0.005      eNy=0.000      eNz=0.000
A=0.005      Iyy=2.306E-05      iyy=0.071      Wel,yy=2.306E-04      Weff,yy=2.306E-04
It=1.758E-05      Izz=7.579E-06      izz=0.041      Wel,zz=1.516E-04      Weff,zz=1.516E-04
Iw=0.000      Iyz=0.000      h=0.200      Wpl,yy=2.890E-04      Av,z=0.002
E=210000000.0      fy=275000.000      fu=430000.000      Wpl,zz=1.754E-04      Av,y=0.004

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
Location      Ned      Med,yy      Med,zz      Ved,z      Ved,y      Ted
0.000      -14.600      1.642      0.248      -0.065      0.276      0.038

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO - /Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.61
D/C Ratio: 0.098 + 0.073 + 0.022 + 0.002 < 1.000 OK
= NEd/(Chi_y NRk/GammaM1) + kyy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1)
+ kyz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.61)

AXIAL FORCE DESIGN
      Ned      Nc,Rd      Nt,Rd
      Force      Capacity      Capacity
Axial      -14.600      1249.600      1249.600

      Npl,Rd      Nu,Rd      Ncr,T      Ncr,TF      An/Ag
      1249.600      1406.822      210568.795      247.652      1.000

      Curve      Alpha      Ncr      LambdaBar      Phi      Chi      Nb,Rd
Major (y-y)      c      0.490      247.652      2.246      3.524      0.160      200.262
MajorB(y-y)      c      0.490      247.652      2.246      3.524      0.160      200.262
Minor (z-z)      c      0.490      10907.922      0.338      0.591      0.929      1161.411
MinorB(z-z)      c      0.490      10907.922      0.338      0.591      0.929      1161.411
Torsional TF      c      0.490      247.652      2.246      3.524      0.160      200.262

MOMENT DESIGN
      Med      Med,span      Mc,Rd      Mv,Rd      Mn,Rd      Mb,Rd
      Moment      Moment      Capacity      Capacity      Capacity      Capacity
Major (y-y)      1.642      1.685      79.482      79.482      79.482      79.482
Minor (z-z)      0.248      0.255      48.242      48.242      48.242

      Curve      AlphaLT      LambdaBarLT      PhiLT      ChiLT      C1      Mcr
LTB      d      0.760      0.141      0.488      1.000      1.009      3972.671

      kyy      kyz      kzy      kzz
Factors      1.058      0.453      0.635      0.755

```

Figura 2.61 – Folha de dimensionamento do "SAP2000" para o cordão inferior mais sollicitado (Tubo 200x100x8)

B) Dimensionamento pela tabela de cálculo "SemiComp"

b1) Verificação da secção mais esforçada

SEMICOMP Cross-Section Check																	
<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: flex-start;"> <div style="width: 40%;"> <p>Choose method EN 1993-1-1 (elastic Resistance)</p> <p>$N_{Ed} = -14.600$ kN</p> <p>$M_{y,Ed} = 1.685$ kNm</p> <p>$M_{z,Ed} = 0.255$ kNm</p> </div> <div style="width: 40%;"> <p>$V_{z,Ed} = -0.006$ kN</p> <p>$V_{y,Ed} = -0.287$ kN</p> </div> <div style="width: 15%; text-align: center;"> <p>Perform cross-section checks</p> </div> </div>																	
<p><i>Reference values for classification</i></p> <div style="display: flex; flex-wrap: wrap;"> <div style="width: 25%;">$c/t_w = 22.000$</div> <div style="width: 25%;">$\alpha_{web} = 0.972$</div> <div style="width: 25%;">$\psi_{web} = -0.142$</div> <div style="width: 25%;">$\epsilon = 0.924$</div> <div style="width: 25%;">$c/t_f = 9.500$</div> <div style="width: 25%;">$\alpha_{flange} = 1.000$</div> <div style="width: 25%;">$\psi_{flange} = 0.784$</div> <div style="width: 25%;">$\epsilon_{mod,cl3/4} = NaN$</div> </div> <p><i>Boundaries</i></p> <table border="1" style="width: 100%; text-align: center; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th></th> <th>Class 1</th> <th>Class 2</th> <th>Class 3</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$c/t_w \leq c/t_{w, max} =$</td> <td>31.457</td> <td>36.223</td> <td>62.306</td> </tr> <tr> <td>$c/t_f \leq c/t_{f, max} =$</td> <td>30.506</td> <td>35.128</td> <td>41.812</td> </tr> </tbody> </table> <p style="text-align: center;">Cross section class = 1</p> <div style="font-size: 0.8em; margin-top: 5px;"> <p>Note: This tool is only applicable to Class 1 to 3. For Class 4 elastic cross-section values are used for all calculations.</p> </div>							Class 1	Class 2	Class 3	$c/t_w \leq c/t_{w, max} =$	31.457	36.223	62.306	$c/t_f \leq c/t_{f, max} =$	30.506	35.128	41.812
	Class 1	Class 2	Class 3														
$c/t_w \leq c/t_{w, max} =$	31.457	36.223	62.306														
$c/t_f \leq c/t_{f, max} =$	30.506	35.128	41.812														
<div style="display: flex; flex-wrap: wrap;"> <div style="width: 33%;">$M_{pl,y,Rd} = 77.54$ kNm</div> <div style="width: 33%;">$M_{pl,z,Rd} = 47.24$ kNm</div> <div style="width: 33%;">$V_{pl,z,Rd} = 473.70$ kN</div> <div style="width: 33%;">$M_{el,y,Rd} = 61.42$ kNm</div> <div style="width: 33%;">$M_{el,z,Rd} = 40.65$ kNm</div> <div style="width: 33%;">$V_{pl,y,Rd} = 236.85$ kN</div> <div style="width: 33%;">$N_{Rd} = 1230.72$ kN</div> </div>																	
<p>EN 1993-1-1, 6.2.3 / 6.2.4</p> <p><i>Tension or compression</i></p> <p>$U_{(6.5)/(6.9)} = 0.012 \leq 1.0$ ok</p> <p>EN 1993-1-1, 6.2.5</p> <p><i>Bending moment</i></p> <p>$U_{strong A.} = 0.022 \leq 1.0$ ok</p> <p>$U_{weak A.} = 0.005 \leq 1.0$ ok</p> <p>EN 1993-1-1, 6.2.6</p> <p><i>Shear</i></p> <div style="display: flex; flex-wrap: wrap;"> <div style="width: 50%;"> <p>$U_{z-plastic} = 0.000 \leq 1.0$ ok</p> <p>$U_{z-elastic} = 0.000 \leq 1.0$ ok</p> <p>$h_w/t_w = 23.000 \leq 72\epsilon/\eta = 55.465$ ok</p> </div> <div style="width: 50%;"> <p>$U_{y-plastic} = 0.001 \leq 1.0$ ok</p> <p>$U_{y-elastic} = 0.001 \leq 1.0$ ok</p> </div> </div> <p>EN 1993-1-1, 6.2.9</p> <p><i>Bending and axial force</i></p> <p>$U_{(6.41)/(6.42)} = 0.002 \leq 1.0$ ok</p> <p>$UF = 0.029$</p> <p style="font-size: 0.8em; margin-top: 5px;"> <i>Comment: Shear Interaction is not considered within this software tool. If the utilization for shear is higher than 0.5, an additional check for shear interaction is necessary.</i> </p>																	

Figura 2.62 – Folha de cálculo do software "SemiComp" para a verificação da secção sujeita a esforços simples e combinados no cordão inferior mais solicitado

b2) Verificação do elemento à Encurvadura por Compressão

Nota: Este software não pode ser utilizado neste caso particular uma vez que a posição dos travamentos laterais é limitada em número e só é aplicável para espaçamentos equidistantes.

C) Verificação através da Tabela de Cálculo realizada para o presente trabalho

Verificação da secção mais esforçada e do elemento à encurvadura lateral.

Dimensionamento de Elementos Metálicos							
Barra:	Madre Cobertura_Cordão Inferior			Factores de segurança			
Combinação:	ELU.Wx(T-)			γ_{M0}	= 1.00		
Designação:	4229			γ_{M1}	= 1.00		
Perfil:	RHS 200x100x8			γ_{M2}	= 1.25		
L=	1.2	m					
Material							
Classe Aço:	S 275	f_y	= 275	E		= 210000 N/mm ²	
Dados da secção transversal							
h [mm]	200	b [mm]	100	d [mm]	168	t _w [mm]	8
t _f [mm]	8	r [mm]	-	r1 [mm]	8		
A [cm ²]	44.8	A _{yz} [cm ²]	29.87	A _w [cm ²]	14.93	i _y [mm]	7.06
i _z [mm]	4.06	I _{yy} [cm ⁴]	2234	I _{zz} [cm ⁴]	739		
W _{el,y} [cm ³]	223	W _{el,z} [cm ³]	148	W _{pl,y} [cm ³]	282	W _{pl,z} [cm ³]	172
I _t [cm ⁴]	1804	I _w [cm ⁶]	0				
Classificação da secção transversal							
c/t _w	= 21.000	ϵ	= 0.92				
c/t _f	= 8.500						
d/t	= -						
c/t _w ≤ c/t _{w, max}							
c/t _f ≤ c/t _{f, max}							
d/t ≤ d/t _{max}							
		Flexão		Compressão			
		Classe 1	Classe 2	Classe 3	Classe 1	Classe 2	Classe 3
		66.558	76.727	114.628	30.506	35.128	38.825
					8.320	9.244	12.942
		-	-	-	-	-	-
Classe à Flexão		1		Classe à flexão e à compressão			1
Classe à Compressão		1					
Esforços actuantes de cálculo							
Secção	N _{Ed} kN	V _{z,Ed} kN	V _{y,Ed} kN	M _{z,Ed} kN.m	M _{y,Ed} kN.m	Secção mais esforçada	
1	-14.600	-0.065	0.276	0.248	1.642		
2	-14.600	-0.036	0.000	0.176	1.672		
3	-14.600	-0.006	-0.287	0.255	1.685	x	
Esforços Resistentes de cálculo							
N _{u,Rd}	= 1387.008	kN	V _{pl,z,Rd}	= 474.197	kN	M _{pl,y,Rd}	= 77.550
N _{pl,Rd}	= 1232.000	kN	V _{pl,y,Rd}	= 237.099	kN	M _{pl,z,Rd}	= 47.300
N _{t,Rd}	= 1232.000	kN			M _{el,y,Rd}	= 61.325	
N _{c,Rd}	= 1232.000	kN			M _{el,z,Rd}	= 40.700	

TFM - Pavilhão industrial para armazenamento de BigBags

Figura 2.63 – Folha 1/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Madre cobertura – cordão inferior mais solicitado)

Resistência da Secção Transversal mais esforçada									
EN 1993-1-1, 6.2.3/6.2.4									
Tracção									
$N_{Ed} / N_{t,Rd}$	=		$\leq 1,0$						
Compressão									
$N_{Ed} / N_{c,Rd}$	=	0.012	$\leq 1,0$		OK!				
EN 1993-1-1, 6.2.5									
Momento Flector									
$M_{y,Ed} / M_{c,Rd}$	=	0.022	$\leq 1,0$		OK!				
$M_{z,Ed} / M_{c,Rd}$	=	0.005	$\leq 1,0$		OK!				
EN 1993-1-1, 6.2.6									
Esforço Transverso Plástico					Esforço Transverso Elástico				
$V_{y,Ed} / V_{c,Rd}$	=	0.001	$\leq 1,0$	OK!	$V_{y,Ed} / V_{c,Rd}$	=	0.002	$\leq 1,0$	OK!
$V_{z,Ed} / V_{c,Rd}$	=	0.000	$\leq 1,0$	OK!	$V_{z,Ed} / V_{c,Rd}$	=	0.000	$\leq 1,0$	OK!
h_w / t_w	=	23.000	$\leq 72 \varepsilon / \eta$		66.558	OK!			
EN 1993-1-1, 6.2.8									
Flexão com esforço transverso									
$V_{y,Ed}$	=	0.287	$\leq V_{pl,y,Rd}$	=	237.099	OK!			
$V_{y,Ed}$	=	0.287	$\leq 0,5 V_{pl,y,Rd}$	=	118.549	OK!			
$M_{y,Ed} / M_{y,V,Rd}$	=	0.022	$\leq 1,0$	OK!				$M_{y,V,Rd}$	= Desp. Vy kN.m
$V_{z,Ed}$	=	0.006	$\leq V_{pl,z,Rd}$	=	474.197	OK!			
$V_{z,Ed}$	=	0.006	$\leq 0,5 V_{pl,z,Rd}$	=	237.099	OK!			
$M_{z,Ed} / M_{z,V,Rd}$	=	0.005	$\leq 1,0$	OK!				$M_{z,V,Rd}$	= Desp. Vz kN.m
EN 1993-1-1, 6.2.9									
Flexão Composta N + My									
N_{Ed}	=	14.600	$\leq 0,25 N_{pl,Rd}$	=	308.000	OK!			
N_{Ed}	=	14.600	$\leq 0,5 h_w t_w f_y / \gamma_{M0}$	=	404.800	OK!			
$M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd}$	=	0.022	$\leq 1,0$	OK!				$M_{N,y,Rd}$	= Desp. N kN.m
Flexão Composta N + Mz									
N_{Ed}	=	14.600	$\leq h_w t_w f_y / \gamma_{M0}$	=	809.600	OK!			
$M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd}$	=	0.005	$\leq 1,0$	OK!				$M_{N,z,Rd}$	= Desp. N kN.m
Flexão Composta Desviada N + My + Mz (Classe 1 ou 2)									
$(M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd})^\alpha + (M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd})^\beta$	=	0.002	$\leq 1,0$	OK!					
EN 1993-1-1, 6.2.10									
Flexão Composta Desviada com Esforço transverso (Classe 1 ou 2)									
$(*) (M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd})^\alpha + (M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd})^\beta$	=	0.002	$\leq 1,0$	OK!					
(*) Caso UPN => $(N_{Ed} / N_{t,Rd}) + (M_{y,Ed} / M_{el,y,Rd}) + (M_{z,Ed} / M_{el,z,Rd}) \leq 1,0$									
Flexão Composta Desviada N + My + Mz (Classe 3)									
$(N_{Ed} / N_{t,Rd}) + (M_{y,Ed} / M_{el,y,Rd}) + (M_{z,Ed} / M_{el,z,Rd})$	=		$\leq 1,0$						

TFM - Pavilhão industrial para armazenamento de BigBags

Figura 2.64 – Folha 2/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Madre cobertura – cordão inferior mais solicitado)

Resistência do elemento à encurvadura			
EN 1993-1-1, 6.3.1			
Elementos uniformes comprimidos - Encurvadura por compressão "Colunas"			
<p style="text-align: center;">Encurvadura - Eixo YY</p> $L_{cr,Y} = 13.900 \text{ m}$ $N_{cr,Y} = 239.647 \text{ kN}$ $\alpha_y = 0.21 [-]$ $\bar{\lambda}_y = 2.268 [-]$ $\phi_y = 3.289 [-]$ $\chi_y = 0.176 [-]$ $N_{b,Y,Rd} = 217.211 \text{ kN.m}$ $N_{Ed} / N_{b,Y,Rd} = 0.067 \leq 1,0$	OK!	<p style="text-align: center;">Encurvadura - Eixo ZZ</p> $L_{cr,Z} = 1.200 \text{ m}$ $N_{cr,Z} = 10636.555 \text{ kN}$ $\alpha_z = 0.21 [-]$ $\bar{\lambda}_z = 0.341 [-]$ $\phi_z = 0.573 [-]$ $\chi_z = 0.968 [-]$ $N_{b,Z,Rd} = 1192.371 \text{ kN.m}$ $N_{Ed} / N_{b,Z,Rd} = 0.012 \leq 1,0$	OK!
EN 1993-1-1, 6.3.2			
Elementos uniformes em flexão - Encurvadura lateral ou bambeamento "Vigas"			
<p style="text-align: center;">Encurvadura lateral - Eixo YY</p> $L_{cr,Y} = 1.200 \text{ m}$ $M_{cr,Y} = 3979.959 \text{ kN}$ $\alpha_{LT} = - [-]$ $\bar{\lambda}_{LT} = 0.140 [-]$ $\phi_{LT} = - [-]$ $\chi_{LT} = 1.000 [-]$ $M_{b,Rd} = 77.550 \text{ kN.m}$ $M_{y,Ed} / M_{b,Rd} = 0.022 \leq 1,0$	OK!	<p style="text-align: center;">$z_g = 0.000 \text{ cm}$</p> <p style="text-align: center;">Coeficientes C_1 e C_2 da ENV 1993-1-1:1993 Anexo F</p> $C_1 = 1.010$ $C_2 = 0.000$	
EN 1993-1-1, 6.3.3			
Elementos uniformes em flexão composta com compressão "Coluna-Viga" (Método 2 - Anexo B)			
<p style="text-align: center;">Factores de Interação</p> $k_{yy} = 1.006$ $k_{yz} = 0.452$ $k_{zy} = 0.603$ $k_{zz} = 0.753$	<p style="text-align: center;">Coeficientes de momento uniforme equivalente C_m</p> $C_{my} = 0.954$ $C_{mz} = 0.752$ $C_{mLT} = 0.994$	<p style="text-align: center;">Eq. (6.61)</p> $\frac{N_{Ed}}{N_{b,Y,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} = 0.067 + 0.022 + 0.002 = 0.091 \leq 1,0$ <p style="text-align: center;">OK!</p> <p style="text-align: center;">Eq. (6.62)</p> $\frac{N_{Ed}}{N_{b,Z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} = 0.012 + 0.013 + 0.004 = 0.029 \leq 1,0$ <p style="text-align: center;">OK!</p>	
<p>Identificação do Projecto: TFM - Pavilhão industrial para armazenamento de BigBags</p> <p>Localização: Alhandra</p>			

Figura 2.65 – Folha 3/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Madre cobertura – cordão inferior mais solicitado)

Tabela 2.39 – Comparação de resultados para a verificação da secção sujeita a esforços simples

"SemiComp" Tabela de Cálculo		
Rácio (Compressão)	0,012	0,012

Tabela 2.40 - Comparação de resultados para verificação da Encurvadura por Compressão

"SAP2000" Tabela de Cálculo			
Cordão inferior mais solicitado	$N_{b,y,Rd} (kN)$	200,26	217,21
	Rácio	0,073	0,067
	$N_{b,z,Rd} (kN)$	1161,41	1192,37
	Rácio	0,012	0,012

2.2.3.3 Diagonais

A) Resultados a partir do software "SAP2000"

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : KN, m, C

Frame : 6289 X Mid: 27.631 Combo: ELU.T+(Wyy2) Design Type: Brace
 Length: 0.771 Y Mid: 20.405 Shape: UPN100 Frame Type: DCL-MRF
 Loc : 0.386 Z Mid: 7.572 Class: Class 1 Rolled : Yes

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10 Reliability=Class 2
 Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
 Ignore Seismic Code? No Ignore Special EQ Load? No D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1.00 GammaM1=1.00 GammaM2=1.25
 q=4.00 Omega=1.00 GammaOV=1.10
 An/Ag=1.00 RLLF=1.000 PLLF=0.750 D/C Lim=1.000

Aeff=0.001 eNy=0.000 eNz=0.000
 A=0.001 Iyy=2.053E-06 iyy=0.039 Wel,yy=4.106E-05 Weff,yy=4.106E-05
 It=0.000 Izz=0.000 izz=0.015 Wel,zz=8.478E-06 Weff,zz=8.478E-06
 Iw=0.000 Iyz=0.000 h=0.100 Wpl,yy=5.033E-05 Av,z=8.480E-04
 E=210000000.0 fy=275000.000 fu=430000.000 Wpl,zz=1.800E-05 Av,y=6.193E-04

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0.386	-25.844	-0.005	0.018	-0.104	-0.176	-3.879E-05

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)

D/C Ratio: 0.099 = 0.089 + 0.003 + 0.007 < 1.000 OK

$$= \frac{N_{Ed}}{(Chi_z NRk / \Gamma_{M1})} + k_{zy} \frac{(My, Ed + N_{Ed} e_{Ny})}{(Chi_{LT} My, Rk / \Gamma_{M1})} + k_{zz} \frac{(Mz, Ed + N_{Ed} e_{Nz})}{(Mz, Rk / \Gamma_{M1})}$$
 (EC3 6.3.3(4)-6.62)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity
Axial	-25.844	370.150	370.150

	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	370.150	416.722	1342.810	1242.289	1.000

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	7154.156	0.227	0.533	0.986	364.975
MajorB(y-y)	c	0.490	7154.156	0.227	0.533	0.986	364.975
Minor (z-z)	c	0.490	1020.678	0.602	0.780	0.784	290.226
MinorB(z-z)	c	0.490	1020.678	0.602	0.780	0.784	290.226
Torsional TF	c	0.490	1242.289	0.546	0.734	0.817	302.411

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major (y-y)	-0.005	-0.045	13.841	13.841	13.841	12.918
Minor (z-z)	0.018	0.079	4.950	4.950	4.950	

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	d	0.760	0.287	0.574	0.933	2.700	168.280

	kyy	kzy	kzz
Factors	0.401	0.249	0.414

Figura 2.66 – Folha de dimensionamento do "SAP2000" para a diagonal mais solicitada (UNP100)

B) Dimensionamento pela tabela de cálculo "*SemiComp*"

Nota: Este software não pode ser utilizado neste caso particular uma vez que a biblioteca de perfis não contempla a série de perfis UNP.

C) Verificação através da Tabela de Cálculo realizada para o presente trabalho

Verificação da secção mais esforçada e do elemento à encurvadura.

Dimensionamento de Elementos Metálicos						
Barra:	Madre Cobertura_Diagonal			Factores de segurança		
Combinação:	ELU.T+(Wyy2)			γ_{M0} =	1.00	
Designação:	6289			γ_{M1} =	1.00	
Perfil:	UPN 100			γ_{M2} =	1.25	
L=	0.77 m					
Material						
Classe Aço:	S 275		f_y =	275 N/mm ²		E =
					210000 N/mm ²	
Dados da secção transversal						
h [mm]	b [mm]	d [mm]	t _w [mm]	t _f [mm]	r [mm]	r1 [mm]
100	50	64	6	8.5	-	8.5
A [cm ²]	A _{yz} [cm ²]	A _w [cm ²]	i _y [mm]	i _z [mm]	I _{yy} [cm ⁴]	I _{zz} [cm ⁴]
13.5	6.46	7.04	3.91	1.47	206	29.3
W _{el,y} [cm ³]	W _{el,z} [cm ³]	W _{pl,y} [cm ³]	W _{pl,z} [cm ³]	I _t [cm ⁴]	I _w [cm ⁶]	
41.2	8.49	49	16.2	2.81	410	
Classificação da secção transversal						
c/t _w =	10.667		ϵ =			
c/t _f =	4.176		0.92			
d/t =						
c/t _w ≤ c/t _{w, max}						
c/t _f ≤ c/t _{f, max}						
d/t ≤ d/t _{max}						
			Flexão		Compressão	
			Classe 1	Classe 2	Classe 3	
			66.558	76.727	114.628	
				8.320	9.244	12.942
			-	-	-	-
Classe à Flexão			1		Classe à flexão e à compressão	
Classe à Compressão			1		1	
Esforços actuantes de cálculo						
Secção	N _{Ed} kN	V _{z,Ed} kN	V _{y,Ed} kN	M _{z,Ed} kN.m	M _{y,Ed} kN.m	Secção mais esforçada
1	-25.886	-0.104	-0.210	-0.057	-0.045	
2	-25.844	-0.104	-0.176	0.018	-0.005	
3	-25.802	-0.104	-0.142	0.079	0.035	x
Esforços Resistentes de cálculo						
N _{u,Rd} =	417.960 kN		V _{pl,z,Rd} =	102.566 kN		M _{pl,y,Rd} =
N _{pl,Rd} =	371.250 kN		V _{pl,y,Rd} =	111.775 kN		M _{pl,z,Rd} =
N _{t,Rd} =	371.250 kN					M _{el,y,Rd} =
N _{c,Rd} =	371.250 kN					M _{el,z,Rd} =
						13.475 kN.m
						4.455 kN.m
						11.330 kN.m
						2.335 kN.m

TFM - Pavilhão industrial para armazenamento de BigBags

Figura 2.67 – Folha 1/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Madre cobertura – diagonal mais solicitada)

Resistência da Secção Transversal mais esforçada									
EN 1993-1-1, 6.2.3/6.2.4									
Tracção									
$N_{Ed} / N_{t,Rd}$	=		$\leq 1,0$						
Compressão									
$N_{Ed} / N_{c,Rd}$	=	0.070	$\leq 1,0$		OK!				
EN 1993-1-1, 6.2.5									
Momento Flector									
$M_{y,Ed} / M_{c,Rd}$	=	0.003	$\leq 1,0$		OK!				
$M_{z,Ed} / M_{c,Rd}$	=	0.018	$\leq 1,0$		OK!				
EN 1993-1-1, 6.2.6									
Esforço Transverso Plástico					Esforço Transverso Elástico				
$V_{y,Ed} / V_{c,Rd}$	=	0.001	$\leq 1,0$	OK!	$V_{y,Ed} / V_{c,Rd}$	=	0.002	$\leq 1,0$	OK!
$V_{z,Ed} / V_{c,Rd}$	=	0.001	$\leq 1,0$	OK!	$V_{z,Ed} / V_{c,Rd}$	=	0.001	$\leq 1,0$	OK!
h_w / t_w	=	13.500	$\leq 72 \varepsilon / \eta$	66.558	OK!				
EN 1993-1-1, 6.2.8									
Flexão com esforço transverso									
$V_{y,Ed}$	=	0.142	$\leq V_{pl,y,Rd}$	=	111.775	OK!			
$V_{y,Ed}$	=	0.142	$\leq 0,5 V_{pl,y,Rd}$	=	55.888	OK!			
$M_{y,Ed} / M_{y,V,Rd}$	=	0.003	$\leq 1,0$	OK!				$M_{y,V,Rd}$	= Desp. Vy kN.m
$V_{z,Ed}$	=	0.104	$\leq V_{pl,z,Rd}$	=	102.566	OK!			
$V_{z,Ed}$	=	0.104	$\leq 0,5 V_{pl,z,Rd}$	=	51.283	OK!			
$M_{z,Ed} / M_{z,V,Rd}$	=	0.018	$\leq 1,0$	OK!				$M_{z,V,Rd}$	= Desp. Vz kN.m
EN 1993-1-1, 6.2.9									
Flexão Composta N + My									
N_{Ed}	=	25.802	$\leq 0,25 N_{pl,Rd}$	=	92.813	OK!			
N_{Ed}	=	25.802	$\leq 0,5 h_w t_w f_y / \gamma_{M0}$	=	66.825	OK!			
$M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd}$	=	0.003	$\leq 1,0$	OK!				$M_{N,y,Rd}$	= Desp. N kN.m
Flexão Composta N + Mz									
N_{Ed}	=	25.802	$\leq h_w t_w f_y / \gamma_{M0}$	=	133.650	OK!			
$M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd}$	=	0.018	$\leq 1,0$	OK!				$M_{N,z,Rd}$	= Desp. N kN.m
Flexão Composta Desviada N + My + Mz (Classe 1 ou 2)									
$(M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd})^\alpha + (M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd})^\beta$	=	#VALOR!	$\leq 1,0$	#VALOR!					
EN 1993-1-1, 6.2.10									
Flexão Composta Desviada com Esforço transverso (Classe 1 ou 2)									
$(*) (M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd})^\alpha + (M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd})^\beta$	=	0.090	$\leq 1,0$	OK!					
(*) Caso UPN => $(N_{Ed} / N_{t,Rd}) + (M_{y,Ed} / M_{el,y,Rd}) + (M_{z,Ed} / M_{el,z,Rd}) \leq 1,0$									
Flexão Composta Desviada N + My + Mz (Classe 3)									
$(N_{Ed} / N_{t,Rd}) + (M_{y,Ed} / M_{el,y,Rd}) + (M_{z,Ed} / M_{el,z,Rd})$	=		$\leq 1,0$						

TFM - Pavilhão industrial para armazenamento de BigBags

Figura 2.68 – Folha 2/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Madre cobertura – diagonal mais solicitada)

Resistência do elemento à encurvadura			
EN 1993-1-1, 6.3.1			
Elementos uniformes comprimidos - Encurvadura por compressão "Colunas"			
<p style="text-align: center;">Encurvadura - Eixo YY</p> $L_{cr,Y} = 0.770 \text{ m}$ $N_{cr,Y} = 7201.199 \text{ kN}$ $\alpha_y = 0.49 [-]$ $\bar{\lambda}_y = 0.227 [-]$ $\phi_y = 0.532 [-]$ $\chi_y = 0.986 [-]$ $N_{b,Y,Rd} = 366.171 \text{ kN.m}$ $N_{Ed} / N_{b,Y,Rd} = 0.071 \leq 1,0$	OK!	<p style="text-align: center;">Encurvadura - Eixo ZZ</p> $L_{cr,Z} = 0.770 \text{ m}$ $N_{cr,Z} = 1024.248 \text{ kN}$ $\alpha_z = 0.49 [-]$ $\bar{\lambda}_z = 0.603 [-]$ $\phi_z = 0.781 [-]$ $\chi_z = 0.783 [-]$ $N_{b,Z,Rd} = 290.814 \text{ kN.m}$ $N_{Ed} / N_{b,Z,Rd} = 0.089 \leq 1,0$	OK!
EN 1993-1-1, 6.3.2			
Elementos uniformes em flexão - Encurvadura lateral ou bambeamento "Vigas"			
<p style="text-align: center;">Encurvadura lateral - Eixo YY</p> $L_{cr,Y} = 0.770 \text{ m}$ $M_{cr,Y} = 166.424 \text{ kN}$ $\alpha_{LT} = 0.76 [-]$ $\bar{\lambda}_{LT} = 0.285 [-]$ $\phi_{LT} = 0.573 [-]$ $\chi_{LT} = 0.935 [-]$ $M_{b,Rd} = 12.599 \text{ kN.m}$ $M_{y,Ed} / M_{b,Rd} = 0.004 \leq 1,0$	OK!	<p style="text-align: center;">$z_g = 0.000 \text{ cm}$</p> <p style="text-align: center;">Coeficientes C_1 e C_2 da ENV 1993-1-1:1993 Anexo F</p> $C_1 = 2.700$ $C_2 = 0.000$	
EN 1993-1-1, 6.3.3			
Elementos uniformes em flexão composta com compressão "Coluna-Viga" (Método 2 - Anexo B)			
<p style="text-align: center;">Factores de Interação</p> $k_{yy} = 0.601$ $k_{yz} = 0.379$ $k_{zy} = 0.000$ $k_{zz} = 0.632$	<p style="text-align: center;">Coeficientes de momento uniforme equivalente C_m</p> $C_{my} = 0.600$ $C_{mz} = 0.600$ $C_{mLT} = 0.600$		
<p style="text-align: center;">Eq. (6.61)</p> $\frac{N_{Ed}}{N_{b,Y,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} = 0.071 \leq 1,0$	<p style="text-align: center;">Eq. (6.62)</p> $\frac{N_{Ed}}{N_{b,Z,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} = 0.089 \leq 1,0$		
<p>Identificação do Projecto: TFM - Pavilhão industrial para armazenamento de BigBags</p> <p>Localização: Alhandra</p>			

Figura 2.69 – Folha 3/3 do relatório da Tabela de Cálculo (Madre cobertura – diagonal mais solicitada)

Tabela 2.41 – Comparação de resultados para a verificação da secção sujeita a esforços simples

"SemiComp" Tabela de Cálculo	
Rácio (Compressão)	- 0,070

Tabela 2.42 - Comparação de resultados para verificação da Encurvadura por Compressão

"SAP2000" Tabela de Cálculo			
Diagonal mais solicitada	$N_{b,y,Rd} (kN)$	364,98	366,17
	Rácio	0,071	0,071
	$N_{b,z,Rd} (kN)$	290,22	290,81
	Rácio	0,089	0,089

2.2.4 Platibandas

Esquema estrutural – Tratam-se de vigas treliçadas constituídas por dois cordões, um inferior e o outro superior, com secções tubulares de 180x100x6,3, prumos HEB 160 e diagonais formadas por secções em L80x8.

Vãos das platibandas – Os vãos variam entre os 9,7 m e 13,9 m que correspondem ao afastamento entre pórticos do pavilhão.

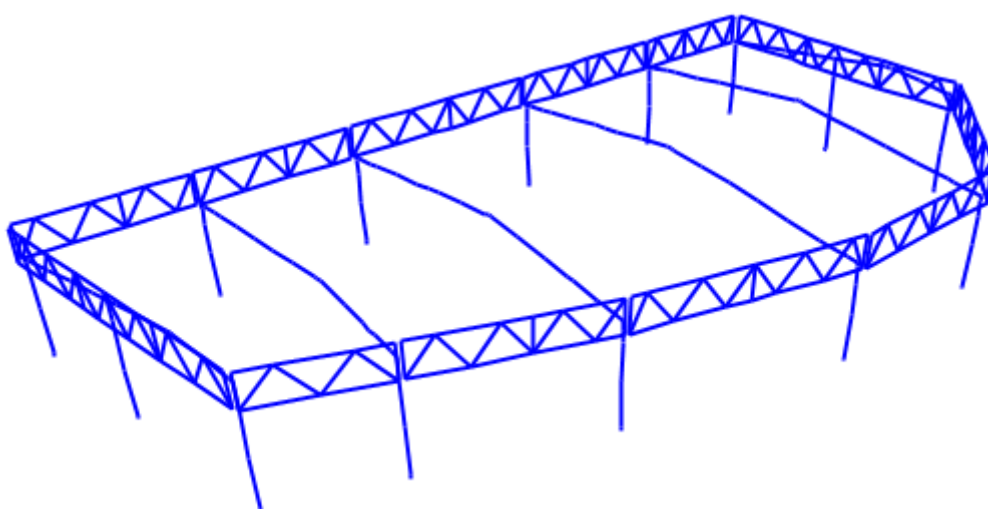


Figura 2.70 – Perspectiva geral das platibandas

A verificação da segurança aos Estados Limites Últimos foi feita para a platibanda de maior vão (13,9 m), para a combinação de acções mais desfavorável.

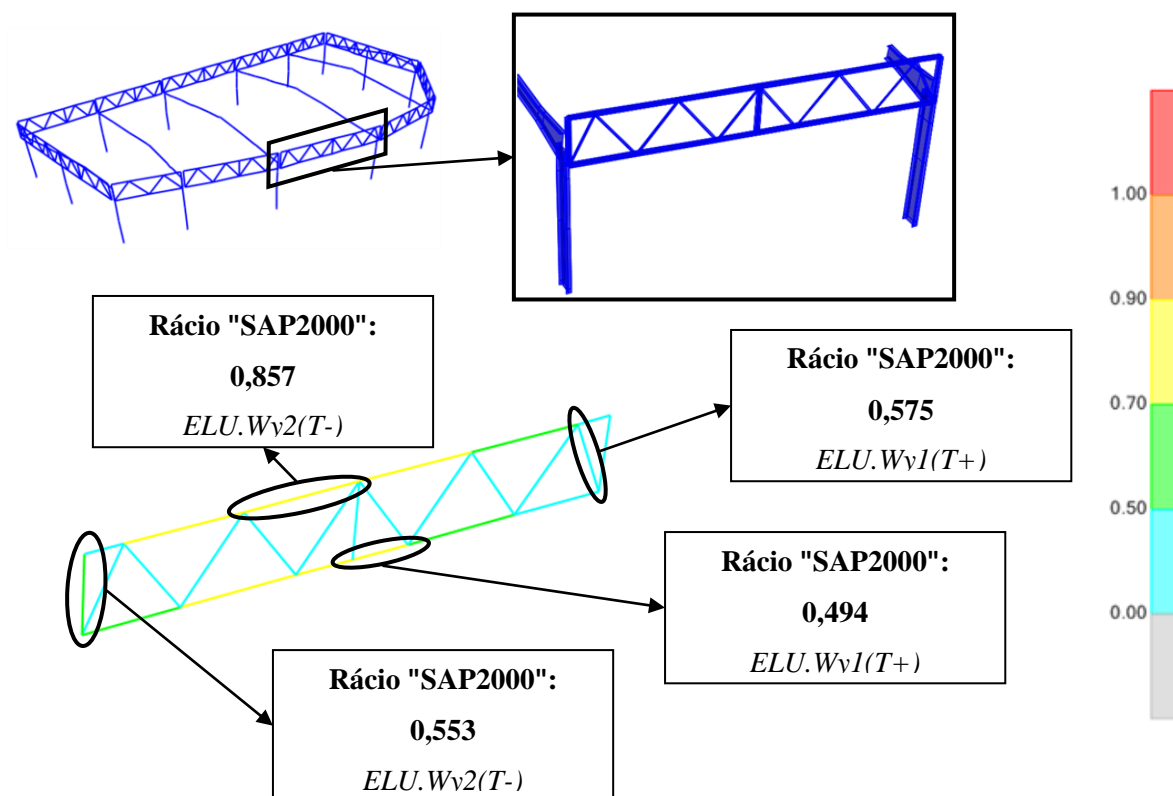


Figura 2.71 – Rácios das combinações mais desfavoráveis em relação aos Estados Limites Últimos determinados através do software "SAP2000"

À semelhança dos perfis anteriores a Tabela de Cálculo desenvolvida e o software "SemiComp" conduzem a resultados da mesma ordem de grandeza, pelo se optou neste caso particular por não apresentar os resultados dos cálculos realizados.

2.2.5 Contraventamentos na Cobertura e Alçados

a) Definição dos Contraventamentos da Cobertura e dos Alçados

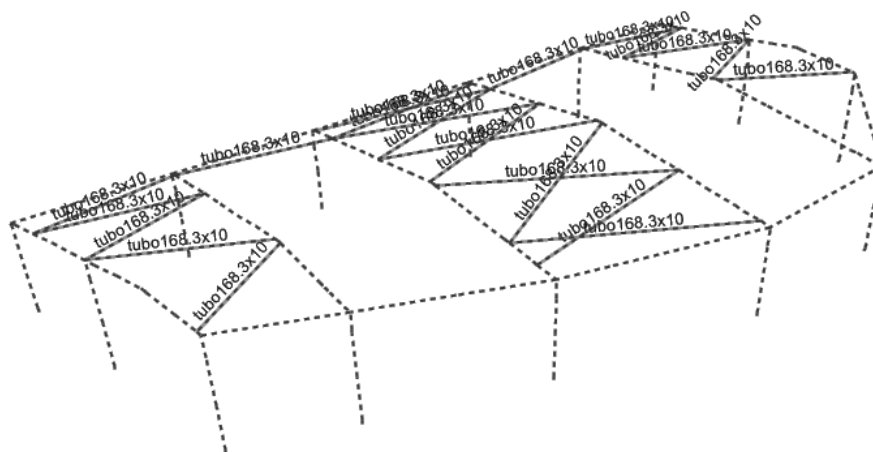


Figura 2.72 – Definição dos Contraventamentos da Cobertura

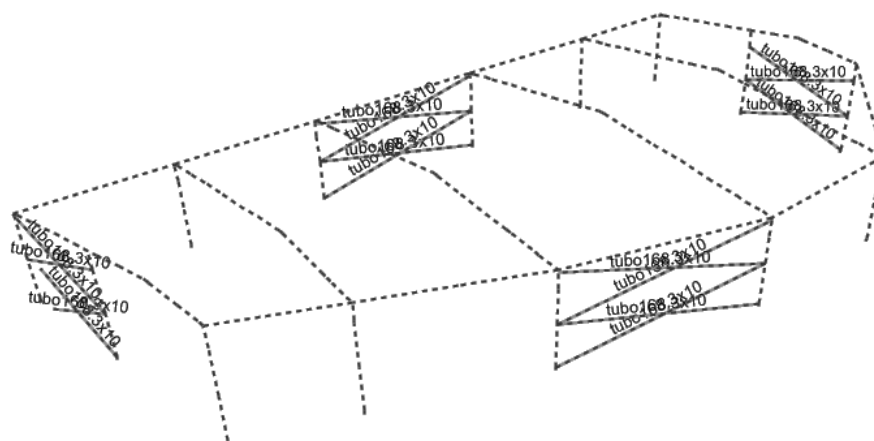


Figura 2.73 – Definição dos Contraventamentos dos Alçados

b) Rácios de dimensionamento obtidos no "SAP2000"

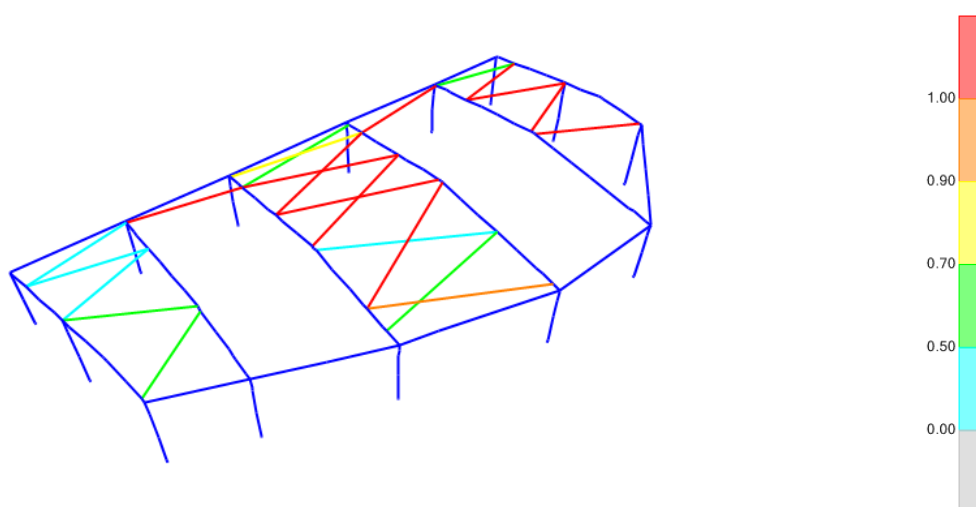


Figura 2.74 – Rácios de dimensionamento dos Contraventamentos da Cobertura obtidos no "SAP2000"

Tabela 2.43 – Tabela de rácios de dimensionamento dos Contraventamentos da Cobertura obtida no "SAP2000"

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - Eurocode 3-2005							
Frame	DesignSect	DesignType	Combo	N _{Ed}	N _{Ed} /N _{b,Rd}	SRLimit	Length
Text	Text	Text	Text	KN	Ratio	Ratio	m
1889	tubo168.3x10	Brace	ELU.Wy2(T+)	-263	1.115	1	10.49
1890	tubo168.3x10	Brace	ELU.Wxx(T-)	59	0.043	1	10.04
1893	tubo168.3x10	Brace	ELU.Wyy1(T+)	-146	0.557	1	9.86
1894	tubo168.3x10	Brace	ELU.Wy2(T-)	-357	2.062	1	12.47
1897	tubo168.3x10	Brace	ELU.Wyy1(T-)	-77	0.620	1	14.95
1898	tubo168.3x10	Brace	ELU.SC(T+)	-116	1.073	1	16.17
1899	tubo168.3x10	Brace	ELU.Wy2(T+)	-55	0.407	1	14.29
1900	tubo168.3x10	Brace	ELU.Wyy2(T+)	-22	0.180	1	15.11
1901	tubo168.3x10	Brace	ELU.SC(T+)	-135	1.043	1	14.67
1902	tubo168.3x10	Brace	ELU.Wx(T-)	-96	0.832	1	15.59
1903	tubo168.3x10	Brace	ELU.Wyy1(T-)	-86	0.748	1	15.59
1904	tubo168.3x10	Brace	ELU.SC(T+)	-111	0.860	1	14.67
1905	tubo168.3x10	Brace	ELU.Wy2(T-)	-78	0.545	1	13.90
1906	tubo168.3x10	Brace	ELU.Wyy1(T+)	-45	0.330	1	14.29
112	tubo168.3x10	Brace	ELU.Wy2(T-)	-69	0.253	1	9.65
126	tubo168.3x10	Brace	ELU.Wyy2(T-)	-196	0.550	1	8.23

127	tubo168.3x10	Brace	ELU.SC(T-)	-326	1.328	1	10.25
128	tubo168.3x10	Brace	ELU.SC(T+)	-248	1.139	1	10.98
144	tubo168.3x10	Brace	ELU.Wyy1(T+)	-55	0.201	1	9.61
166	tubo168.3x10	Brace	ELU.SC(T-)	-127	0.485	1	9.87
167	tubo168.3x10	Brace	ELU.Wyy1(T+)	-243	1.082	1	10.80
186	tubo168.3x10	Brace	ELU.SC(T-)	-380	1.844	1	11.33

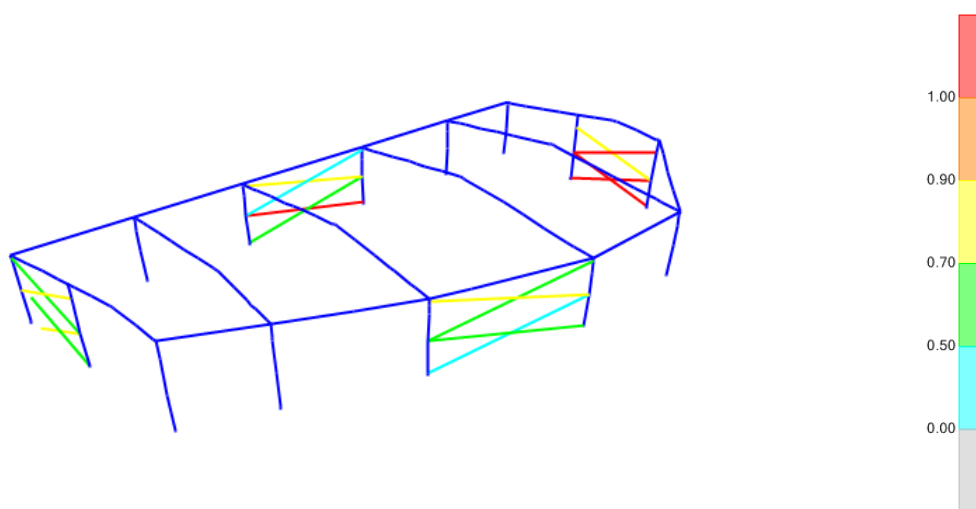


Figura 2.75 – Rácios de dimensionamento dos Contraventamentos dos Alçados obtidos no "SAP2000"

Tabela 2.44 – Tabela de rácios de dimensionamento dos Contraventamentos dos Alçados obtida no "SAP2000"

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - Eurocode 3-2005							
Frame	DesignSect	DesignType	Combo	N _{Ed}	N _{Ed} /N _{b,Rd}	SRLimit	Length
Text	Text	Text	Text	KN	Ratio	Ratio	m
1873	tubo168.3x10	Brace	ELU.Wy2(T+)	-230	0.606	1	7.91
1874	tubo168.3x10	Brace	ELU.Wyy2(T+)	-140	0.368	1	7.91
1876	tubo168.3x10	Brace	ELU.Wyy2(T+)	-128	0.452	1	9.43
1877	tubo168.3x10	Brace	ELU.Wxx(T-)	-43	0.318	1	14.32
1878	tubo168.3x10	Brace	ELU.Wx(T+)	-61	0.456	1	14.32
1879	tubo168.3x10	Brace	ELU.Wy1(T+)	-80	0.600	1	14.40
1880	tubo168.3x10	Brace	ELU.Wy2(T-)	-66	0.493	1	14.32
1881	tubo168.3x10	Brace	ELU.Wy2(T-)	-263	1.118	1	10.50
1882	tubo168.3x10	Brace	ELU.Wyy2(T+)	-240	1.020	1	10.50
1885	tubo168.3x10	Brace	ELU.Wxx(T-)	-57	0.413	1	14.17

1886	tubo168.3x10	Brace	ELU.W _x (T+)	-143	1.040	1	14.17
1887	tubo168.3x10	Brace	ELU.W _{xx} (T+)	-54	0.395	1	14.17
1888	tubo168.3x10	Brace	ELU.W _x (T-)	-107	0.780	1	14.17
5346	tubo168.3x10	Brace	ELU.W _{y2} (T+)	-148	0.524	1	9.43
5347	tubo168.3x10	Brace	ELU.W _{yy2} (T+)	-192	0.816	1	10.50
5348	tubo168.3x10	Brace	ELU.W _{y2} (T-)	-227	0.966	1	10.50

c) Dimensionamento dos Contraventamentos dos Alçados e da Cobertura recorrendo aos Ábacos de dimensionamento

Os contraventamentos comprimidos cujo o rácio é maior ou igual a 1, flambam e deixam de funcionar. O esforço de compressão a que estão submetidos, passa a ser absorvido pelos escoramentos adjacentes, que funcionam à tracção, e que foram dimensionados para esforços axiais finais correspondentes aos esforços a que estão sujeitos mais os esforços de compressão das barras adjacentes comprimidas.

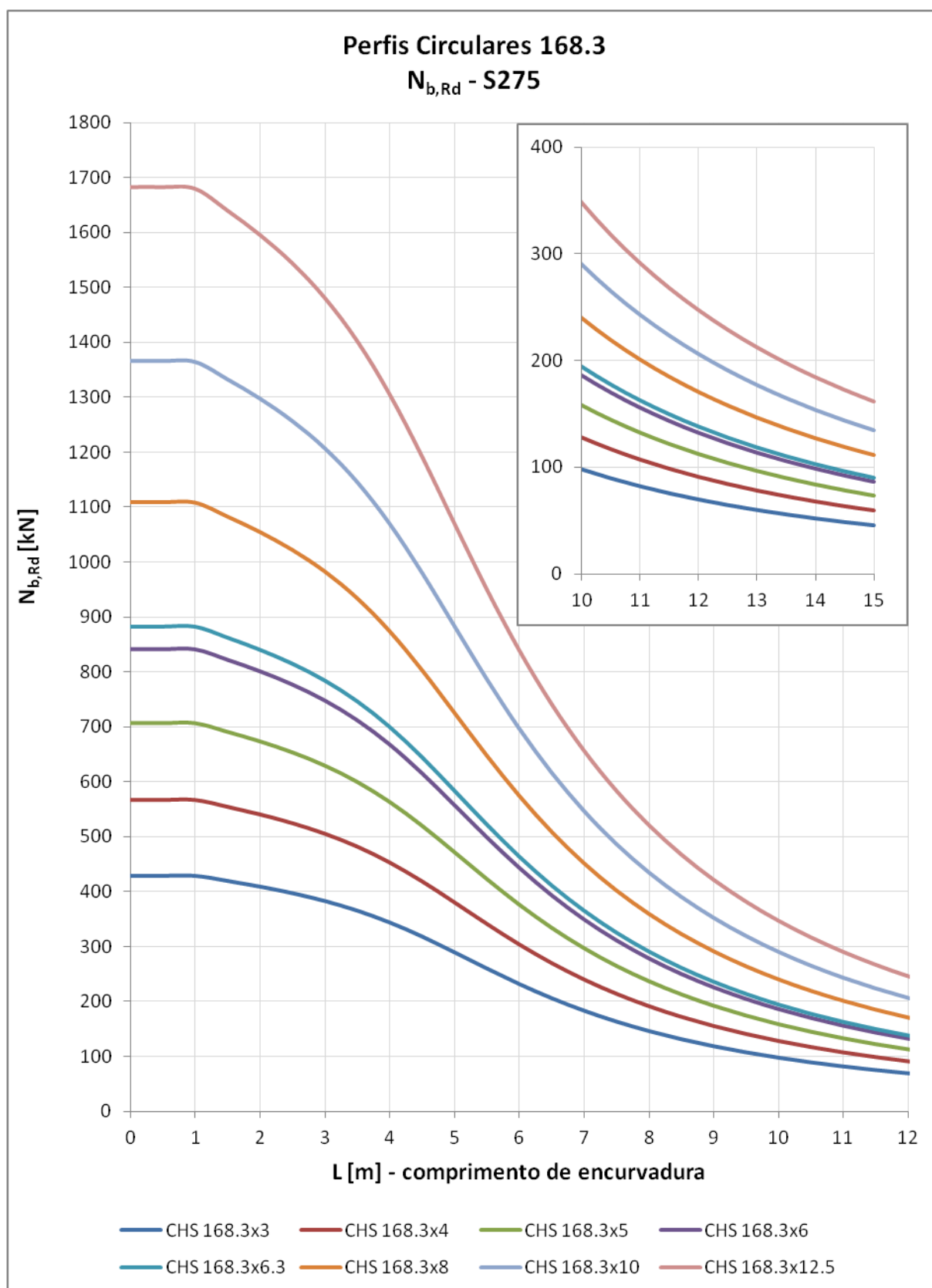


Figura 2.76 – Ábaco de dimensionamento ao Esforço Normal de Compressão para Perfis Circulares 168.3 em aço S275

Observação final: Optou-se pela secção tubular 168.3x10, tendo em conta igualmente os quadros das esbeltezas das diferentes barras a seguir indicados:

Tabela 2.45 – Esbeltezas dos Contraventamentos da Cobertura

Esbeltezas dos Contraventamentos da Cobertura					
Frame	DesignSect	Length	$L_{cr,y} = L_{cr,z}$	$i_y = i_z$	$\lambda_y = \lambda_z$
Text	Text	m	m	cm	
1889	tubo168.3x10	10.49	9.45	5.61	168
1890	tubo168.3x10	10.04	9.04	5.61	161
1893	tubo168.3x10	9.86	8.87	5.61	158
1894	tubo168.3x10	12.47	11.23	5.61	200
1897	tubo168.3x10	14.95	13.45	5.61	240
1898	tubo168.3x10	16.17	14.56	5.61	259
1899	tubo168.3x10	14.29	12.86	5.61	229
1900	tubo168.3x10	15.11	13.59	5.61	242
1901	tubo168.3x10	14.67	13.20	5.61	235
1902	tubo168.3x10	15.59	14.03	5.61	250
1903	tubo168.3x10	15.59	14.03	5.61	250
1904	tubo168.3x10	14.67	13.20	5.61	235
1905	tubo168.3x10	13.90	12.51	5.61	223
1906	tubo168.3x10	14.29	12.86	5.61	229
112	tubo168.3x10	9.65	8.69	5.61	155
126	tubo168.3x10	8.23	7.41	5.61	132
127	tubo168.3x10	10.25	9.22	5.61	164
128	tubo168.3x10	10.98	9.88	5.61	176
144	tubo168.3x10	9.61	8.65	5.61	154
166	tubo168.3x10	9.87	8.88	5.61	158
167	tubo168.3x10	10.80	9.72	5.61	173
186	tubo168.3x10	11.33	10.20	5.61	182

Tabela 2.46 – Esbeltezas dos Contraventamentos dos Alçados

Esbeltezas dos Contraventamentos dos Alçados					
Frame	DesignSect	Length	$L_{cr,y} = L_{cr,z}$	$i_z = i_y$	$\lambda_y = \lambda_z$
Text	Text	m	m	cm	
1873	tubo168.3x10	7.91	7.12	5.61	127
1874	tubo168.3x10	7.91	7.12	5.61	127
1876	tubo168.3x10	9.43	8.48	5.61	151
1877	tubo168.3x10	14.32	12.89	5.61	230
1878	tubo168.3x10	14.32	12.89	5.61	230
1879	tubo168.3x10	14.40	12.96	5.61	231
1880	tubo168.3x10	14.32	12.89	5.61	230
1881	tubo168.3x10	10.50	9.45	5.61	169
1882	tubo168.3x10	10.50	9.45	5.61	169
1885	tubo168.3x10	14.17	12.75	5.61	227
1886	tubo168.3x10	14.17	12.75	5.61	227
1887	tubo168.3x10	14.17	12.75	5.61	227
1888	tubo168.3x10	14.17	12.75	5.61	227
5346	tubo168.3x10	9.43	8.48	5.61	151
5347	tubo168.3x10	10.50	9.45	5.61	169
5348	tubo168.3x10	10.50	9.45	5.61	169

2.3 Estados Limites de Utilização

A verificação dos elementos metálicos ao estado limite de deformação foi feita através dos deslocamentos obtidos no software "SAP2000".

Na Tabela 2.47 apresentam-se os deslocamentos máximos e os valores máximos admissíveis para os vários elementos que compõem a estrutura metálica do pavilhão.

Tabela 2.47 – Verificação ao Estado Limite de Deformação

<i>Elementos</i>	$\delta_{m\acute{a}x}$ segundo o EC3 ^(a) [cm]	$\delta_{m\acute{a}x}$ "SAP2000" [cm]	δ_2 segundo o EC3 [cm]	δ_2 "SAP2000" [cm]
Pilares	H/300 = 2,0	2,1	H/300 = 2,0	0,80
Travessas	L/250 = 12,0	12,0	L/250 = 12,0	3,9
Madres cobertura	L/250 = 5,6	0,6	—	—
Madres alçado	L/250 = 5,6	0,5	—	—

(a) – $\delta_{m\acute{a}x} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$

Em que:

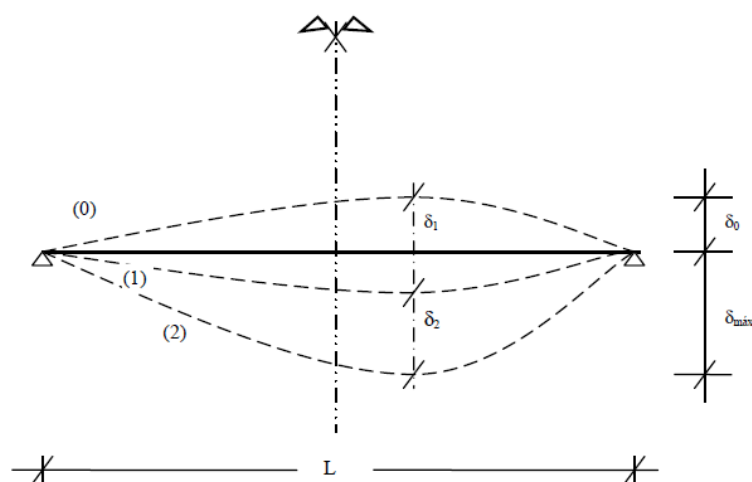
 $\delta_{m\acute{a}x}$ flecha no estado final relativamente à linha recta que une os apoios; δ_0 contra-flecha da viga no estado não carregado, (estado "0"); δ_1 variação da flecha da viga devida às acções permanentes imediatamente após a sua aplicação, (estado "1"); δ_2 variação da flecha da viga devida à acção variável de base associada aos valores de combinação das restantes acções variáveis, (estado "2").

Figura 2.77 – Deslocamentos verticais a considerar

2.4 Ligações Metálicas

2.4.1 Ligações soldadas

As ligações soldadas foram dimensionadas com base na expressão definida na NP EN 1993-1-8, válida para cordões de topo e laterais já referenciada na memória descritiva.

O gráfico seguinte, baseado na referida expressão, permite de um modo simples proceder ao dimensionamento dos cordões das soldaduras.

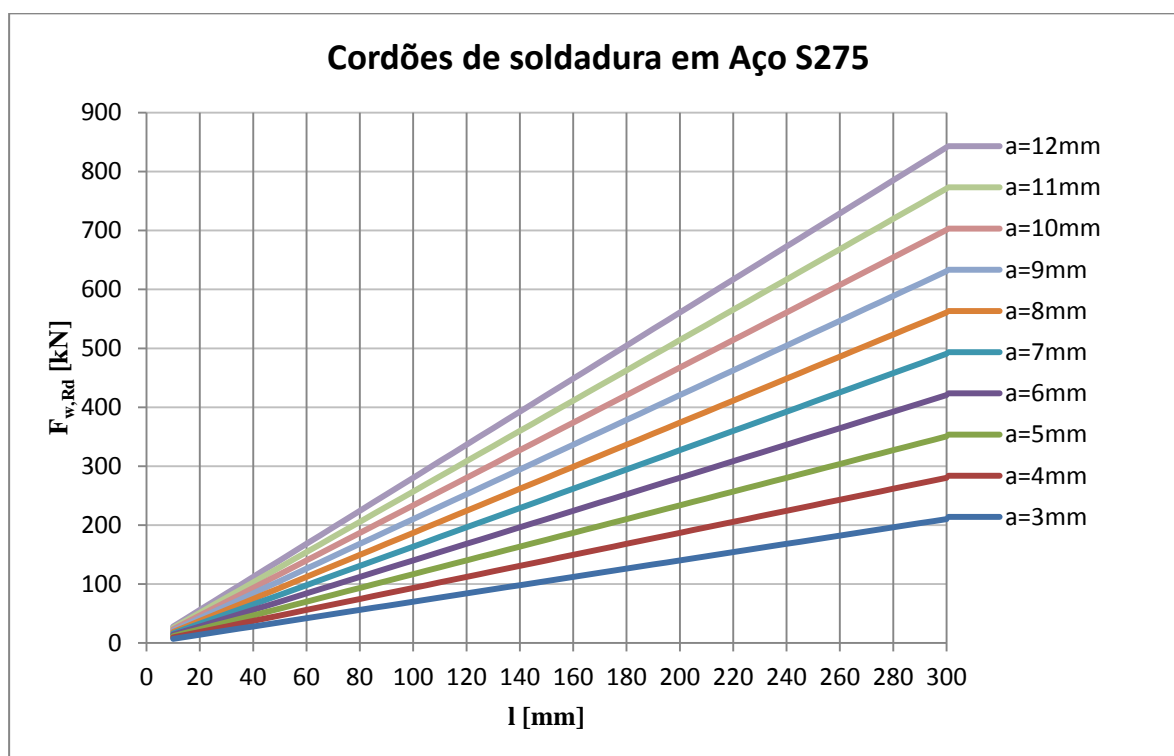


Figura 2.78 – Ábaco de dimensionamento de cordões de soldadura em aço S275

2.4.2 Ligações aparafusadas

Nas ligações aparafusadas recorreu-se ao software "*Robot Strucural Analysis Professional*", juntando-se apenas neste projecto a justificação de 2 ligações (Ligação da base de encastramento de um dos pilares e ligação de pilar-travessa com esquadro rigidificador do mesmo pilar).

No Anexo IV encontra-se os relatórios obtidos no software com a indicação do dimensionamento detalhado das referidas ligações.

a) Ligação da base de encastramento de um dos pilares

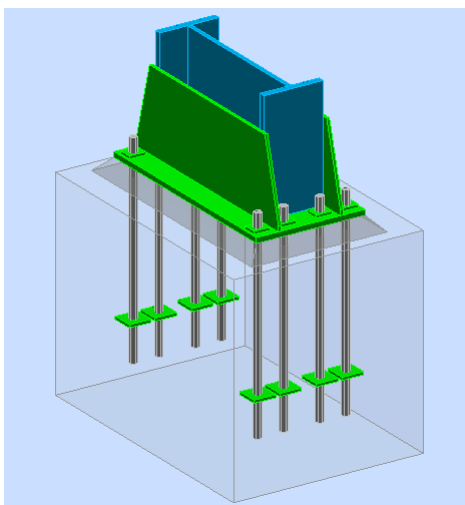


Figura 2.79 – Pormenor 3D da ligação de encastramento

LOADS

$N_{j,Ed} = -450.00$	[kN]	Axial force
$V_{j,Ed,y} = -10.00$	[kN]	Shear force
$V_{j,Ed,z} = -103.00$	[kN]	Shear force
$M_{j,Ed,y} = -170.00$	[kN*m]	Bending moment
$M_{j,Ed,z} = -35.00$	[kN*m]	Bending moment

RESULTS**CONNECTION CAPACITY CHECK**

$N_{j,Rd} = 7111.56$ [kN] Resistance of a spread footing for axial compression

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) $0.06 < 1.00$ **verified**

$M_{j,Rd,y} = 300.56$ [kN*m] Connection resistance for bending

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23) $0.57 < 1.00$ **verified**

$M_{j,Rd,z} = 222.61$ [kN*m] Connection resistance for bending

$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23) $0.16 < 1.00$ **verified**

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0.72 < 1.00$ **verified**

Connection conforms to the code

Ratio 0.72

Figura 2.80 – Verificação da segurança da ligação de encastramento de um dos pilares

b) Ligação de Pilar-Travessa com esquadro rigidificador

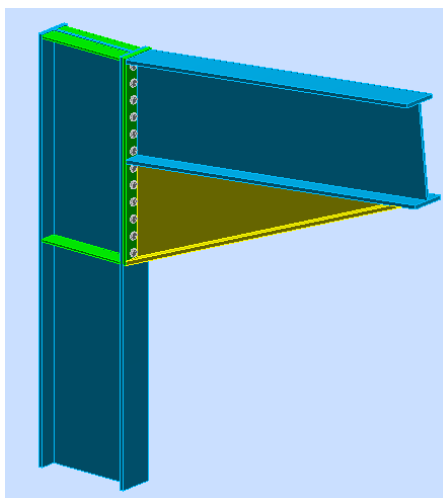


Figura 2.81 – Pormenor 3D da ligação Pilar-Travessa com esquadro rigidificador

LOADS

$M_{b1,Ed} = -1067.00$	[kN*m]	Bending moment in the right beam
$V_{b1,Ed} = 231.00$	[kN]	Shear force in the right beam
$N_{b1,Ed} = -260.00$	[kN]	Axial force in the right beam
$M_{c1,Ed} = -1057.00$	[kN*m]	Bending moment in the lower column
$V_{c1,Ed} = 218.00$	[kN]	Shear force in the lower column
$N_{c1,Ed} = -288.00$	[kN]	Axial force in the lower column

RESULTS**CONNECTION RESISTANCE FOR COMPRESSION**

$N_{j,Rd} = 2852.20$ [kN] Connection resistance for compression

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1.0$ $0.09 < 1.00$ **verified**

CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING

$M_{j,Rd} = 1412.79$ [kN*m] Connection resistance for bending

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1.0$ $0.76 < 1.00$ **verified**

VERIFICATION OF M+N INTERACTION

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1$

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd}$ $0.85 < 1.00$ **verified**

Connection conforms to the code Ratio 0.85

Figura 2.82 – Verificação da segurança da ligação Pilar-Travessa com esquadro rigidificador

3 DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE BETÃO ARMADO

Os elementos de betão armado foram dimensionados de acordo com norma NP EN 1992-1-1, através de tabelas de cálculo desenvolvidas para o efeito, e recorrendo também ao programa "GaLa Reinforcement".

3.1 Estados Limites Últimos

3.1.1 Plintos e Maciços

a) Armaduras Longitudinais

As armaduras de flexão dos plintos e maciços foram dimensionadas a partir do programa "GaLa Reinforcement", que permitiu a construção de ábacos de flexão composta desviada, que posteriormente foram comparados com os esforços actuantes de cálculo para todas as combinações de acções referentes aos Estados Limites Últimos.

Tabela 3.1 – Armaduras Longitudinais nos Plintos

Plintos de Betão Armado - Armaduras Longitudinais										
Materiais										
				Betão C25/30	$f_{cd} = 16.7$ Mpa					
				Aço A500NR	$f_{yd} = 435$ Mpa					
	h (m)	d (m)	b (m)	ϕ_{min} (mm)	$A_{s,min}$ (cm ² /m)	$A_{s,max}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	n	$A_{s,Adoptado}$ (cm ² /m)	Armaduras
Plinto 0,60x0,60	0.6	0.55	0.6	8	7.20	144	12	12	13.57	12 Ø12
Plinto 0,70x1,00	1	0.95	0.7	8	8.99	280	16	14	28.15	14 Ø16

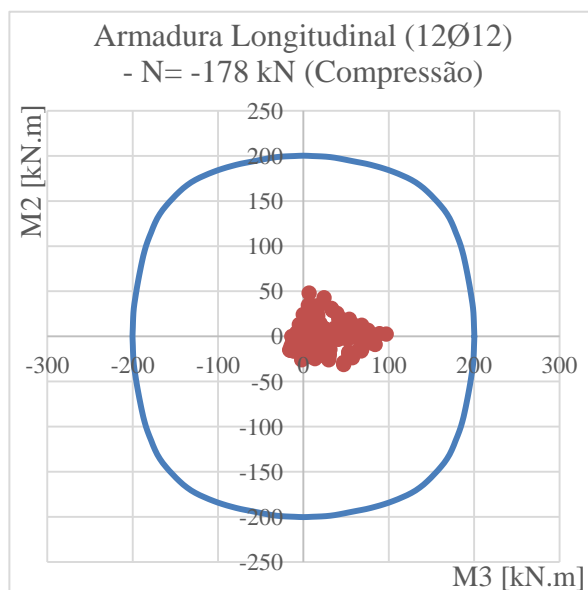
Plintos – 0,60m x 0,60m

Figura 3.1 – Ábaco de Flexão Composta Desviada com Esforço Axial de Compressão (Plinto 0,60m x 0,60m)

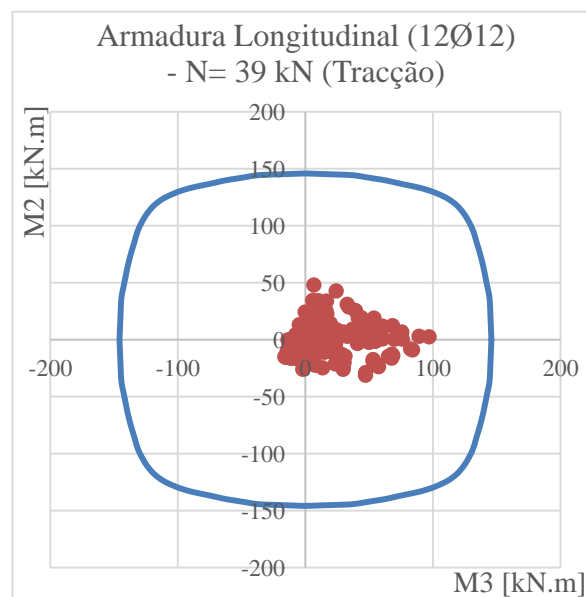


Figura 3.2 – Ábaco de Flexão Composta Desviada com Esforço Axial de Tracção (Plinto 0,60m x 0,60m)

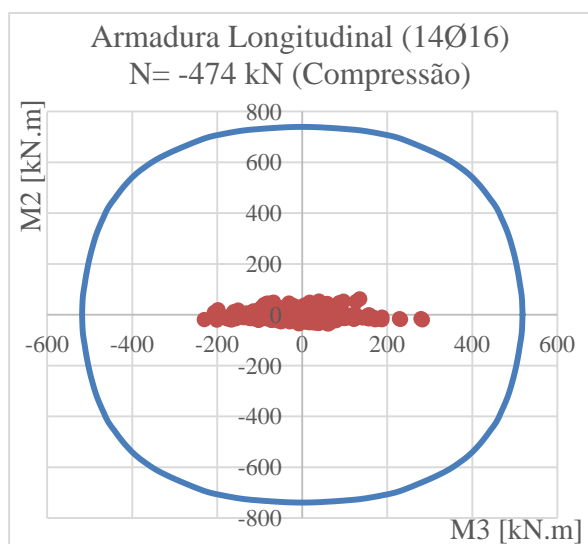
Plintos – 0,70m x 1,00m

Figura 3.3 – Ábaco de Flexão Composta Desviada com Esforço Axial de Compressão (Plinto 0,70m x 1,00m)

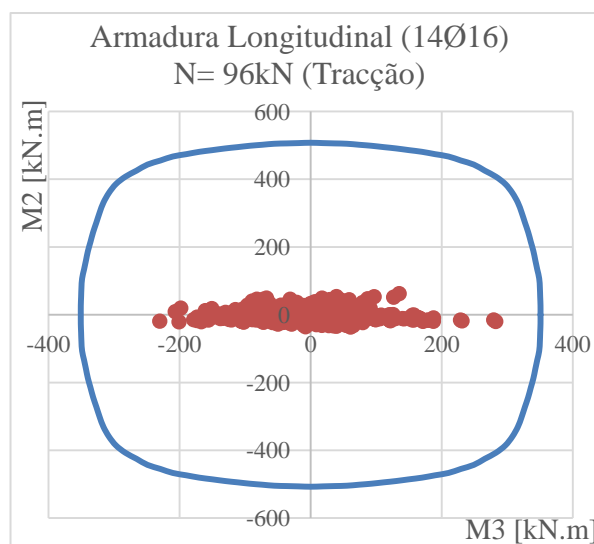


Figura 3.4 – Ábaco de Flexão Composta Desviada com Esforço Axial de Tracção (Plinto 0,70m x 1,00m)

Tabela 3.2 – Armaduras Longitudinais nos Maciços de Encabeçamento das Estacas

Maciços de Betão Armado - Armaduras Longitudinais										
Materiais										
					Betão C25/30	$f_{cd} = 16.7$	Mpa			
					Aço A500NR	$f_{yd} = 435$	Mpa			
	h	d	b	ϕ_{\min}	$A_{s,\min}$	$A_{s,\max}$	ϕ	n	$A_{s,Adoptado}$	Armaduras
	(m)	(m)	(m)	(mm)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(mm)		(cm ² /m)	
Maciço 1,00x1,00x1,00	1	0.95	1	8	12.84	400	12	14	15.83	14 Ø12
Maciço 1,20x1,20x1,20	1.2	1.15	1.2	8	18.66	576	12	18	20.36	18 Ø12

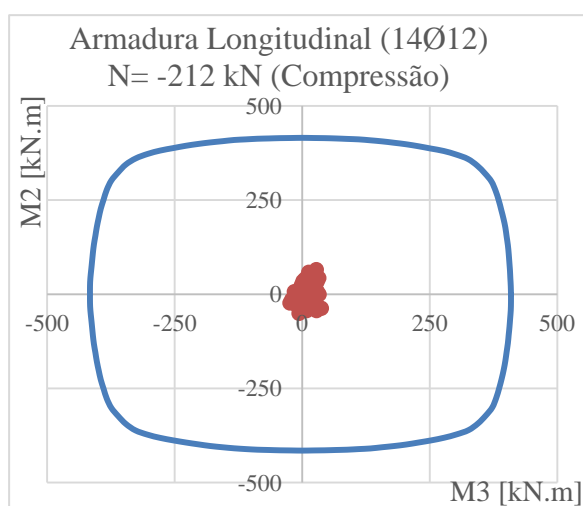
Maciços – 1,00m x 1,00m x 1,00m

Figura 3.53.6 – Ábaco de Flexão Composta Desviada com Esforço Axial de Compressão (Maciço 1,00m x 1,00m x 1,00m)

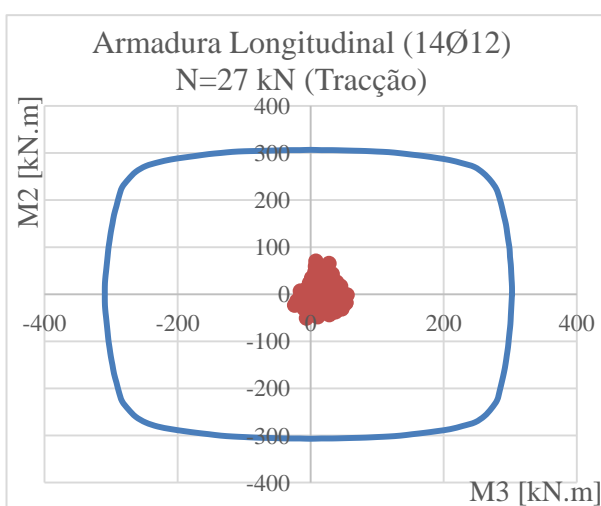


Figura 3.7 – Ábaco de Flexão Composta Desviada com Esforço Axial de Tracção (Maciço 1,00m x 1,00m x 1,00m)

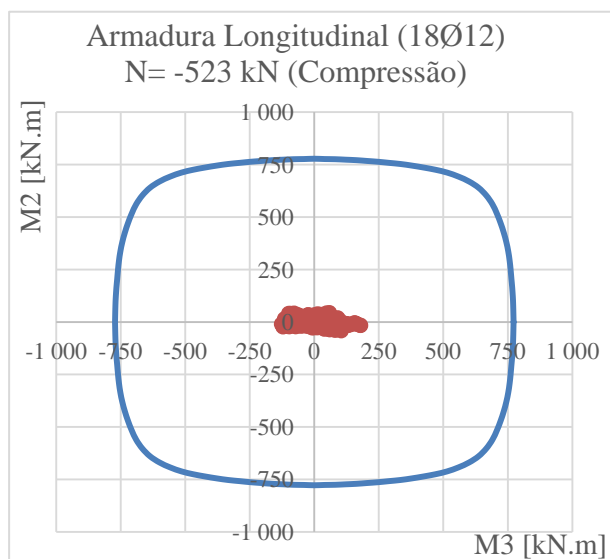
Maciços – 1,20m x 1,20 x 1,20m

Figura 3.8 – Ábaco de Flexão Composta Desviada com Esforço Axial de Compressão (Maciço 1,20m x 1,20m x 1,20m)

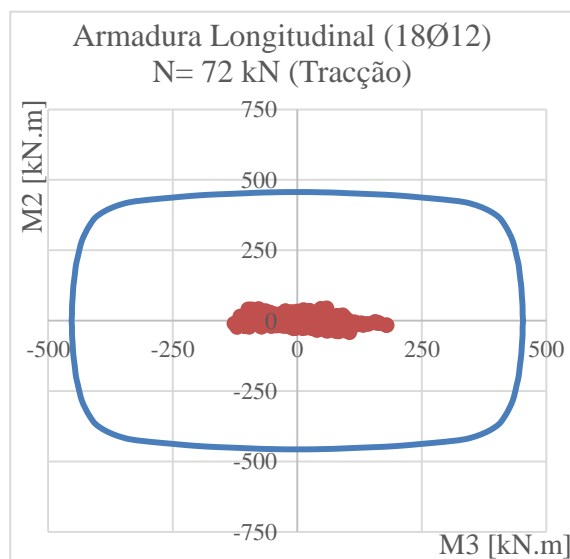


Figura 3.9 – Ábaco de Flexão Composta Desviada com Esforço Axial de Tracção (Maciço 1,20m x 1,20m x 1,20m)

b) Armaduras Transversais

Tabela 3.3 – Valor de cálculo do Esforço Transverso Resistente máximo nos Plintos

	$V_{Ed,max}$ (kN)	α_{cw}	bw (m)	z (m)	v_l	θ (°)	$V_{Rd,max}$ (kN)
Plinto 0,60m x 0,60m	44	1	0.6	0.54	0.54	45	1460.92
Plinto 0,70m x 1,00m	104	1	0.7	0.9	0.54	45	2840.67

Tabela 3.4 – Armadura de Esforço Transverso máxima e mínima regulamentar nos Plintos

	$s_{l,max}$ (m)	$\rho_{w,min}$	$(A_{sw}/s)_{min}$ (cm ² /m)	(A_{sw}/s) (cm ² /m)	$(A_{sw}/s)_{max}$ (cm ² /m)
Plinto 0,60m x 0,60m	0.41	0.0008	4.80	1.87	62.19
Plinto 0,70m x 1,00m	0.71	0.0008	5.60	2.66	72.56

Tabela 3.5 – Armadura de Estribos adoptada para os Plintos

	$(A_{sw}/s)_{calc}$ (cm^2/m)	n^o ramos	$(A_{sw}/s)_{ramo}$ (cm^2/m)	\emptyset (mm)	s (m)	$(A_{sw}/s)_{adoptado}$ (cm^2/m)	Armaduras
Plinto 0,60m x 0,60m	4.80	4	1.20	10	0.15	5.24	Ø10//0.15
Plinto 0,70m x 1,00m	5.60	4	1.40	10	0.15	5.24	Ø10//0.15

Tabela 3.6 – Valor de cálculo do Esforço Transverso Resistente máximo dos Maciços

	$V_{Ed,max}$ (kN)	α_{cw}	bw (m)	z (m)	v_l	θ (°)	$V_{Rd,máx}$ (kN)
Maciço 1,00m x 1,00m x 1,00m	38	1	1	0.9	0.54	45	4058.10
Maciço 1,20m x 1,20m x 1,20m	94	1	1.2	1.08	0.54	45	5843.66

Tabela 3.7 – Armadura de Esforço Transverso máxima e mínima regulamentar nos Maciços

	$s_{l,máx}$ (m)	$\rho_{w,min}$	$(A_{sw}/s)_{min}$ (cm^2/m)	(A_{sw}/s) (cm^2/m)	$(A_{sw}/s)_{máx}$ (cm^2/m)
Maciço 1,00m x 1,00m x 1,00m	0.71	0.0008	8.00	0.97	103.66
Maciço 1,20m x 1,20m x 1,20m	0.86	0.0008	9.60	2.00	124.39

Tabela 3.8 Tabela 3.9 – Armadura de Estribos adoptada para os Maciços

	$(A_{sw}/s)_{calc}$ (cm^2/m)	n^o ramos	$(A_{sw}/s)_{ramo}$ (cm^2/m)	\emptyset (mm)	s (m)	$(A_{sw}/s)_{adoptado}$ (cm^2/m)	Armaduras
Maciço 1,00m x 1,00m x 1,00m	8.00	2	4.00	10	0.15	5.24	Ø10//0.15
Maciço 1,20m x 1,20m x 1,20m	9.60	2	4.80	10	0.15	5.24	Ø10//0.15

3.1.2 Estacas

a) Armaduras Longitudinais

As armaduras longitudinais foram dimensionadas a partir do programa "GaLa Reinforcement", e posteriormente comparadas com os esforços de todas as combinações de acções actuantes de cálculo para os Estados Limites Últimos, com base numa combinação quadrática dos momentos flectores segundo os dois eixos através da seguinte expressão:

$$M_{final} = \sqrt{M_{22}^2 + M_{33}^2}$$

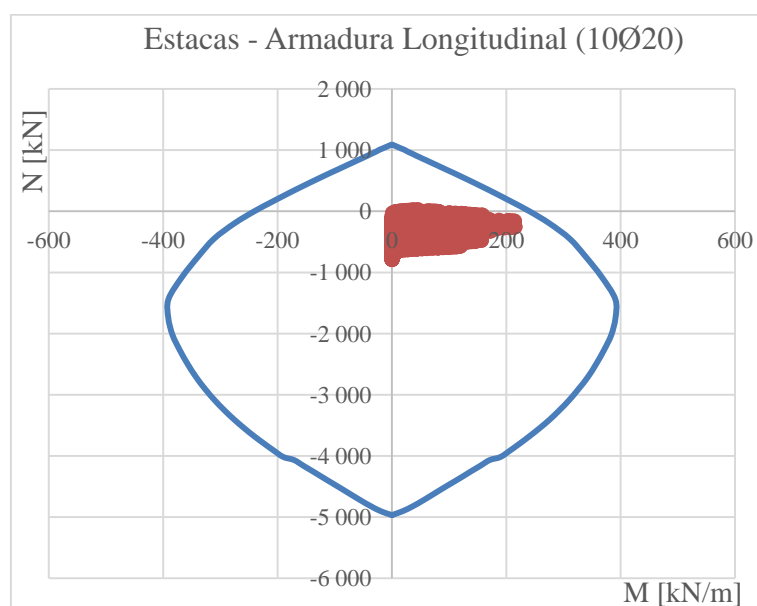


Figura 3.10 – Ábaco de Flexão Composta das Estacas

Tabela 3.10 – Armaduras Longitudinais das Estacas

Estacas de Betão Armado - Armaduras Longitudinais								
Características da Secção			Materiais					
d [m]	d_l [m]	A_c [m]	Betão C25/30	f_{cd} = 16.7	Mpa			
0.6	0.05	0.28	Aço A500NR	f_{yd} = 435	Mpa			
\varnothing_{\min} (mm)	n_{\min}	s_{\max} (mm)	$A_{s,bpmin}$ (cm ² /m)	\varnothing (mm)	n	s (mm)	$A_{s,Adoptado}$ (cm ² /m)	Armaduras
16	6	200	14.14	20	10	188.50	31.42	10 Ø20

b) Cintas Helicoidais

O cálculo das armaduras foi realizado numa folha em *Excel* para todas as secções com base numa equação quadrática dos esforços de corte segundo os dois eixos através da seguinte expressão:

$$V_{final} = \sqrt{V_{22}^2 + V_{33}^2}$$

Tabela 3.11 – Cintas helicoidais das Estacas

Estacas de Betão Armado - Cintas Helicoidais						
Características da Secção			Materiais			
<i>d</i> [m]	<i>d1</i> [m]	<i>Ac</i> [m]	Betão C25/30		<i>fcd</i> = 16.7 Mpa	
0.6	0.05	0.28	Aço A500NR		<i>fyd</i> = 435 Mpa	
<i>S_{cl,max}</i> (mm)	<i>Ø</i> (mm)	<i>s</i> (m)	<i>nº ramos</i>	(<i>A_{sw}/s</i>) <i>cálculo</i> (cm ² /m)	(<i>A_{sw}/s</i>) <i>adoptado</i> (cm ² /m)	Armaduras
280	8	0.25	2	3.35	7.86	Ø10/0.20

c) ELU-GEO

O estado limite último de ruptura do terreno foi verificado através de uma folha de cálculo desenvolvida em *Excel*.

Na Tabela 3.12 encontram-se as características geológicas referentes aos parâmetros dos solos que compõem os estratos que as estacas atravessam.

Tabela 3.12 – Características geológicas referentes aos parâmetros dos solos do terreno de fundação

Estrato	Espessura [m]	<i>γ_k</i> [kN/m ³]	<i>φ_k</i> [°]	<i>c_{u,k}</i> [kPa]	<i>Dc/B</i>	<i>α</i>	<i>Nc</i>	<i>Nq</i>
Aterro arenoso	3	15.6	29	-	7.5	1	-	-
Lodos	19.5	17.4	0	5	-	1	-	-
Argila dura	3	20.7	30	100	8	0.5	-	-
Argila silto arenosa	6	20.7	38.3	400	17	0.25	9	110

A Tabela 3.13 apresenta os esforços actuantes de cálculo em cada estaca para as combinações 1 e 2, sendo que a verificação aos Estados Limites Últimos de ruptura foi efectuada para a Estaca E1 em que os esforços são mais desfavoráveis.

Tabela 3.13 – Esforços actuantes de cálculo nas Estacas (Combinação 1 e 2)

<i>Estacas</i>	Acções			<i>Fcd [kN]</i>	<i>Fcd [kN]</i>
	<i>G,k [kN]</i>	<i>G,k [kN]</i>	<i>Q,k [kN]</i>	<i>Comb. 1</i>	<i>Comb. 2</i>
E1	503.63	0	72.97	789.36	598.49
E2	408.93	0	48.88	625.38	472.47
E3	278.91	0	14.17	397.78	297.33
E4	421.19	0	49.4	642.71	485.41
E5	450.99	0	62.42	702.47	532.14
E6	385.1	0	58.35	607.41	460.96
E7	251.61	0	20.71	370.74	278.53
E8	334.92	0	15.29	475.08	354.80

Os resultados para as duas combinações da abordagem de cálculo 1 são os apresentados na Tabela 3.14.

Tabela 3.14 – Segurança ao ELU-GEO

<i>Abordagem Cálculo</i> <i>1</i>	<i>Rs,k</i> <i>[kN]</i>	<i>Rb,k</i> <i>[kN]</i>	<i>Rc,d</i> <i>[kN]</i>	<i>Fc,d</i> <i>[kN]</i>	<i>Rácio</i>
<i>Comb. 1</i>	2120	8268	8734	789	0.090
<i>Comb. 2</i>	2120	8268	6798	598	0.088

O relatório da folha de cálculo completo para ambas as combinações poderá ser consultado no Anexo V.

3.1.3 Vigas de fundação

Como já foi referido no referente projecto parte da infraestrutura do pavilhão aproveita as antigas fundações (maciço e estacaria) de uma instalação de fuel (tanque com uma capacidade de 2000m³, de uma sala eléctrica e de uma sala de bombagem), que foram demolidas pelo dono de obra de modo a permitir a construção deste pavilhão.

Parte da infraestrutura foi realizada tirando proveito dos elementos de fundação já existentes, que possuem uma capacidade de carga muito superior à necessária deste projecto (estacas com diâmetro de 1,1 m, maciços de ensoleiramento com 2 m de altura e vigas de fundação com geometria variável (larguras entre 0,7 m e 1,0 m e alturas entre 1,5 m e 2,0 m), conforme consta dos desenhos que acompanham este processo.

De referir que as vigas de fundação V1.3 e V1.4 estão integradas na laje de ensoleiramento, e têm como única função limitar os deslocamentos horizontais dos pórticos que descarregam nos maciços a elas ligadas.

As vigas V1.1 e V1.2 servem de elementos de suporte aos pilares de um dos pórticos de empena.

a) Armaduras Longitudinais

Tabela 3.15 – Armaduras Longitudinais nas Vigas

Vigas de Betão Armado - Armaduras Longitudinais												
		Materiais										
		<i>Betão</i>		<i>C25/30</i>		<i>fcd= 16.7 MPa</i>						
		<i>Aço</i>		<i>A500NR</i>		<i>f_{yd} = 435 MPa</i>						
		<i>M_{Ed,y}</i>	<i>h</i>	<i>d</i>	<i>b</i>	<i>μ</i>	<i>ω</i>	<i>A_s</i>	<i>A_{s,min}</i>	<i>A_{s,max}</i>	<i>A_{s,Adoptado}</i>	<i>Armaduras</i>
		(kN.m)	(m)	(m)	(m)			(cm ² /m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	
Viga 1.1 0,70m x 0,80 m	ELU máx-	-794.6	0.8	0.75	0.7	-	0.131	26.456	7.10	224	29.45	6Ø25
	ELU máx+	89.1	0.8	0.75	0.7	0.014	0.014	2.754	7.10	224	8.04	4Ø16
Viga 1.2 0,70m x 0,80m	ELU máx-	-941.3	0.8	0.75	0.7	-	0.158	31.910	7.10	224	39.27	6Ø25 + 2Ø25
	ELU máx+	200.99	0.8	0.75	0.7	0.031	0.031	6.279	7.10	224	8.04	4Ø16

b) Armaduras Transversais

Tabela 3.16 – Valor de cálculo do Esforço Transverso Resistente máximo nas Vigas de Fundação

	$V_{Ed,max}$ (kN)	α_{cw}	bw (m)	z (m)	v_l	θ (°)	$V_{Rd,max}$ (kN)
Viga 1.1 0,70m x 0,80m	308.51	1	0.7	0.72	0.54	45	2272.536
Viga 1.2 0,70m x 0,80m	406.99	1	0.7	0.72	0.54	45	2272.536

Tabela 3.17 – Armadura de Esforço Transverso máxima e mínima regulamentar nas Vigas de Fundação

	$s_{l,max}$ (m)	$\rho_{w,min}$	$(A_{sw}/s)_{min}$ (cm ² /m)	(A_{sw}/s) (cm ² /m)	$(A_{sw}/s)_{max}$ (cm ² /m)
Viga 1.1 0,70m x 0,80m	0.5625	0.0008	5.60	9.85	72.56
Viga 1.1 0,70m x 0,80m	0.5625	0.0008	5.60	12.99	72.56

Tabela 3.18 – Armadura de Estribos adoptada para as Vigas de Fundação

	$(A_{sw}/s)_{calc}$ (cm ² /m)	n^o ramos	$(A_{sw}/s)_{ramo}$ (cm ² /m)	\emptyset (mm)	s (m)	$(A_{sw}/s)_{adoptado}$ (cm ² /m)	Armaduras
Viga 1.1 0,70m x 0,80m	9.85	4	2.46	10	0.20	3.93	Ø10//0.2
Viga 1.1 0,70m x 0,80m	12.99	4	3.25	10	0.20	3.93	Ø10//0.2

3.2 Estados Limites de Utilização

3.2.1 Estado limite de Fendilhação

Os estados limites de fendilhação dos vários elementos de betão armado foram analisados com recurso ao programa "GaLa Reinforcement". O estado limite de fendilhação é verificado sempre que $w_k \leq w_{\max}$, em que w_{\max} é o limite máximo de abertura de fendas que é igual a 0,3mm para classes de exposição XC2.

Load	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Load	Bar	es [o/oo]	ec [o/oo]	S _{rm} [mm]	W _m [mm]	W _k [mm]	W _s [mm]
L1	21	-7	-38	L1	4	0.38	-0.17	221.035	0.08499	0.14449	0.16048
L2	-67	20	-33	L2	12	0.20	-0.18	244.810	0.04811	0.08179	0.09264
L3	-25	-33	-6	L3	4	0.24	-0.14	219.113	0.05256	0.08935	0.09976
L4	-24	-2	-67	L4	4	0.52	-0.23	244.412	0.12680	0.21556	0.23947

Figura 3.11 – Estado limite de fendilhação nos Plintos 0,60m x 0,60m

Load	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Load	Bar	es [o/oo]	ec [o/oo]	S _{rm} [mm]	W _m [mm]	W _k [mm]	W _s [mm]
L1	-343	12	-127	L1	14	0.13	-0.15	226.217	0.02958	0.05029	0.05626
L2	64	9	46	L2	11	0.23	-0.08	216.770	0.04935	0.08390	0.09126
L3	1	26	-40	L3	14	0.16	-0.10	268.729	0.04318	0.07340	0.08019
L4	28	-43	-81	L4	4	0.34	-0.18	224.272	0.07659	0.13020	0.14212
L5	-269	14	163	L5	11	0.31	-0.22	231.602	0.07068	0.12015	0.13255
L6	-324	15	-201	L6	14	0.38	-0.27	233.975	0.08940	0.15198	0.16761

Figura 3.12 – Estado limite de fendilhação nos Plintos 0,70m x 1,00m

Load	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Load	Bar	es [o/oo]	ec [o/oo]	S _{rm} [mm]	W _m [mm]	W _k [mm]	W _s [mm]
L1	12	-20	-25	L1	5	0.16	-0.07	406.107	0.06630	0.11272	0.11989
L2	-106	33	5	L2	10	0.00	-0.02	274.991	0.00019	0.00033	0.00054
L3	-50	-48	-7	L3	5	0.11	-0.05	253.521	0.02766	0.04702	0.05007
L4	-83	15	16	L4	10	0.00	-0.01	382.155	0.00112	0.00191	0.00222
L5	-33	0	-39	L5	14	0.11	-0.04	380.300	0.04016	0.06827	0.07248

Figura 3.13 – Estado limite de fendilhação nos Maciços 1,00m x 1,00m x 1,00m

Load	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Load	Bar	es [o/oo]	ec [o/oo]	S _{rm} [mm]	W _m [mm]	W _k [mm]	W _s [mm]
L1	-37	29	-71	L1	18	0.16	-0.07	357.220	0.05636	0.09581	0.10088
L2	11	-31	-34	L2	6	0.15	-0.06	387.253	0.05673	0.09644	0.10149
L3	-286	7	90	L3	13	0.00	-0.02	315.504	0.00133	0.00226	0.00263
L4	-341	12	-128	L4	18	0.01	-0.03	376.800	0.00434	0.00738	0.00819

Figura 3.14 – Estado limite de fendilhação nos Maciços 1,20m x 1,20m x 1,20m

Load	N [kN]	Mx [kNm]	Load	Bar	es [o/oo]	ec [o/oo]	Srm [mm]	Wm [mm]	Wk [mm]	Ws [mm]
L1	-198	-148	L1	7	1.19	-0.64	140.276	0.16742	0.28461	0.32298

Figura 3.15 – Estado limite de fendilhação nas Estacas 0,60m

Load	N [kN]	Mx [kNm]	Load	Bar	es [o/oo]	ec [o/oo]	Srm [mm]	Wm [mm]	Wk [mm]	Ws [mm]
L1	86	658	L1	10	1.31	-0.53	124.253	0.16217	0.27569	0.30122

Figura 3.16 – Estado limite de fendilhação nas Vigas 0,70m x 0,80m

A – PEÇAS ESCRITAS

III. CONCLUSÕES

CONCLUSÕES

O pavilhão projectado apresenta algumas particularidades próprias que conduziram a soluções estruturais menos económicas resultantes de algumas imposições locais, bem como de outras impostas pelo dono de obra, nomeadamente:

- 1- Exigência de toda a área, que apresenta uma geometria muito irregular em planta, ser totalmente coberta.
- 2- Dificuldade na realização das estacas dada a existência no local da protecção dos taludes voltados ao rio, que foram executados já há alguns anos, com recurso a blocos de alvenaria com diversas granulometrias, e que ocupam parte da área destinada à construção do pavilhão.
- 3- Utilização de parte das infraestruturas existentes, outrora utilizadas como fundações de um tanque de depósito de fuel e de uma estação de bombagem, que condicionou a posição de alguns dos pilares dos pórticos principais.
- 4- Construção de um número limitado de pórticos, alguns dos quais tiveram de ser colocados em posições menos convenientes, o que contribuiu para o aumento do peso das estruturas metálicas do pavilhão.
- 5- A obrigatoriedade de utilização de soluções em alma cheia, com pé direito condicionado (imposição do Porto de Lisboa), que impediu o estudo de soluções mais aligeiradas com recurso a soluções treliçadas para todos os pórticos.

Face às condicionantes indicadas nos pontos anteriores, seria interessante o estudo deste mesmo pavilhão recorrendo a uma área coberta com:

- a) Geometria em planta mais regular para a mesma área coberta;
- b) Escolha de outras soluções estruturais que passariam por:
 - b1) Utilização de duas estacas por pilar de modo a garantir um melhor encastramento dos mesmos, diminuindo desta forma o peso total da estrutura;
 - b2) Opções por modelações mais regulares de modo a permitir para a cobertura e para os alçados o recurso a outras soluções estruturais, que consistiriam por

exemplo, pela utilização de outros elementos mais aligeirados, tais como madres em perfis enformadas a frio.

De referir, porém, que a experiência adquirida neste trabalho foi muito importante nesta fase académica, dado que foi possível trabalhar com a nova regulamentação europeia (Eurocódigos Estruturais), proceder á aprendizagem de alguns softwares essenciais de modo a se celerizar a realização de futuros projectos ("*SAP2000*", "*SemiComp*", "*GaLa Reinforcement*", "*Robot Structural Analysis Professional*" etc.).

Quanto à classificação da estrutura em relação ao seu comportamento (Estrutura "Sway" ou "Non-Sway"), através do parâmetro de carga crítica, obtido pela análise à encurvadura "*SAP2000*" e pelos métodos simplificados concluiu-se que:

- i. A análise de encurvadura efetuada no programa de cálculo automático "*SAP2000*" requer uma discretização apropriada dos elementos de barra, para determinar com rigor o parâmetro de carga crítica.
- ii. Relativamente à metodologia simplificada proposta pelo EC3 verifica-se que fornece resultados consistentes com a análise de encurvadura, apresentando valores ligeiramente superiores, dado que não "contabiliza" a presença de esforços de compressão nas travessas inclinadas do pórtico.
- iii. O método simplificado proposto por Lim, contabiliza a presença de esforços axiais de compressão nas travessas, e fornece valores mais conservativos na definição do parâmetro de carga crítica.

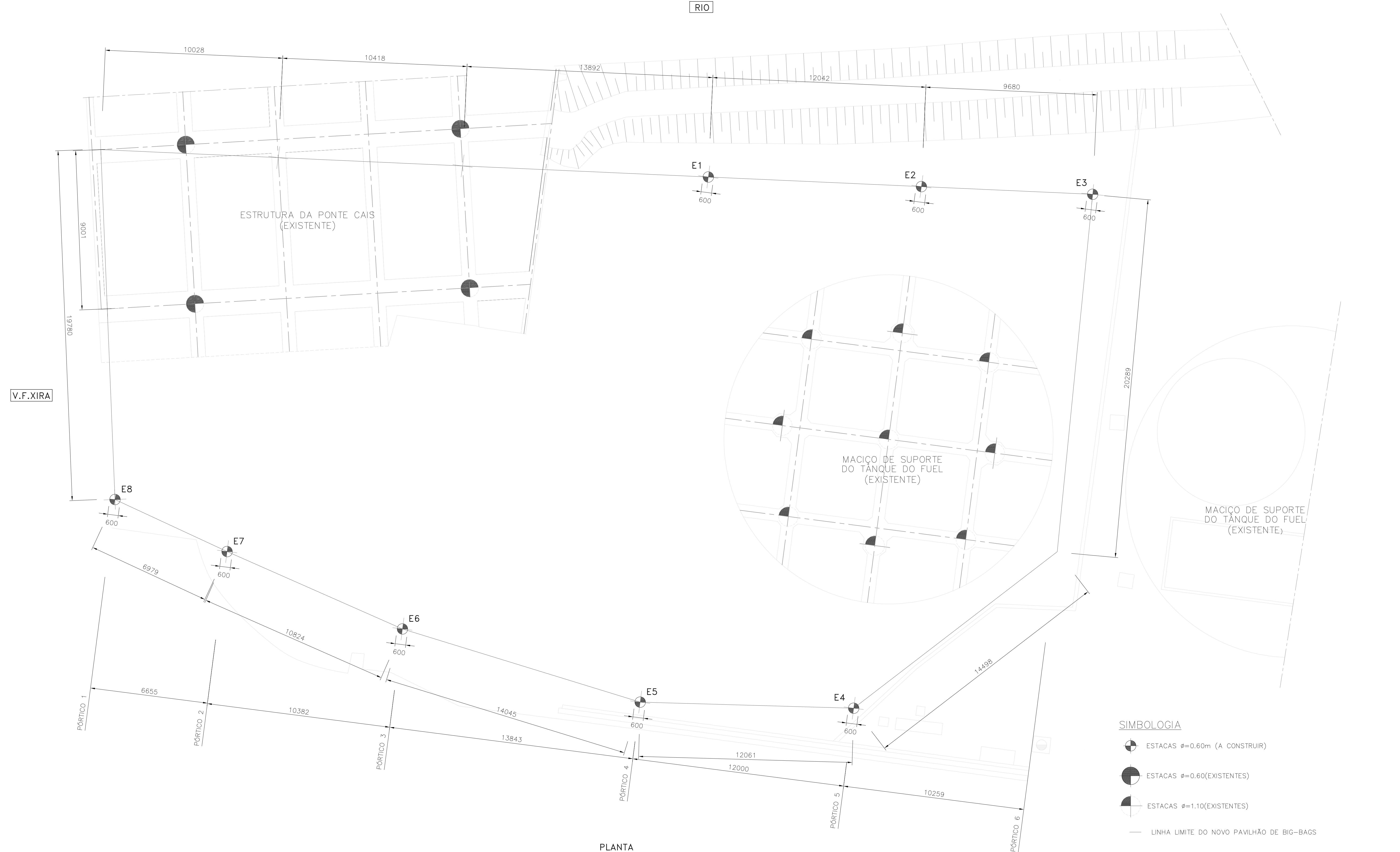
O facto também de se ter estudado um pavilhão "muito particular" permitiu tomar consciência em futuros desafios, a realizar logo que seja possível, que passariam pela intervenção em outros projectos metálicos, a que se daria particular atenção a alguns assuntos não abordados neste projecto, a saber:

- Estudo do dimensionamento de secções da classe 4;
- Recurso a softwares de análises não lineares;
- Intervenção de um modo mais aprofundado na elaboração de peças desenhadas, dando particular atenção à pormenorização dos nós das ligações.

B – PEÇAS DESENHADAS

LISTA DAS PEÇAS DESENHADAS

Números	Designação	Formatos	Escalas
DES – B01	Planta de localização das estacas	A1	1:100
DES – B02	Planta dos plintos de apoio das estruturas metálicas pórticos 1 a 6	A1	1:100
DES – B03	Plintos e maciços de fundação, dimensionamento e betão armado	A1	1:25
DES – B04	Vigas de fundação V1.1, V1.2, V1.3 e V1.4, dimensionamento e betão armado	A1	1:50
DES – M01	Planta dos pilares metálicos – Pórticos 1 a 6	A1	1:100
DES – M02	Estruturas metálicas – Pórticos 1 a 6	A1	1:100
DES – M03	Estruturas metálicas – Alçados lado da serra e rio	A1	1:100
DES – M04	Estruturas metálicas – Planta da cobertura, travamentos e madres	A1	1:100
DES – M05	Estruturas metálicas – Alçados – Madres MA1 a MA9	A1	1:10
DES – M06	Estruturas metálicas – Alçados – Madres MA10 a MA13	A1	1:10
DES – M07	Estruturas metálicas – Cobertura – Madres	A1	1:10
DES – M08	Estruturas metálicas – Platibandas PL1 a PL12	A1	1:50
DES – M09	Estruturas metálicas – Planta da cobertura Revestimentos exteriores – Cobertura e Alçados	A0	1:100 1:10



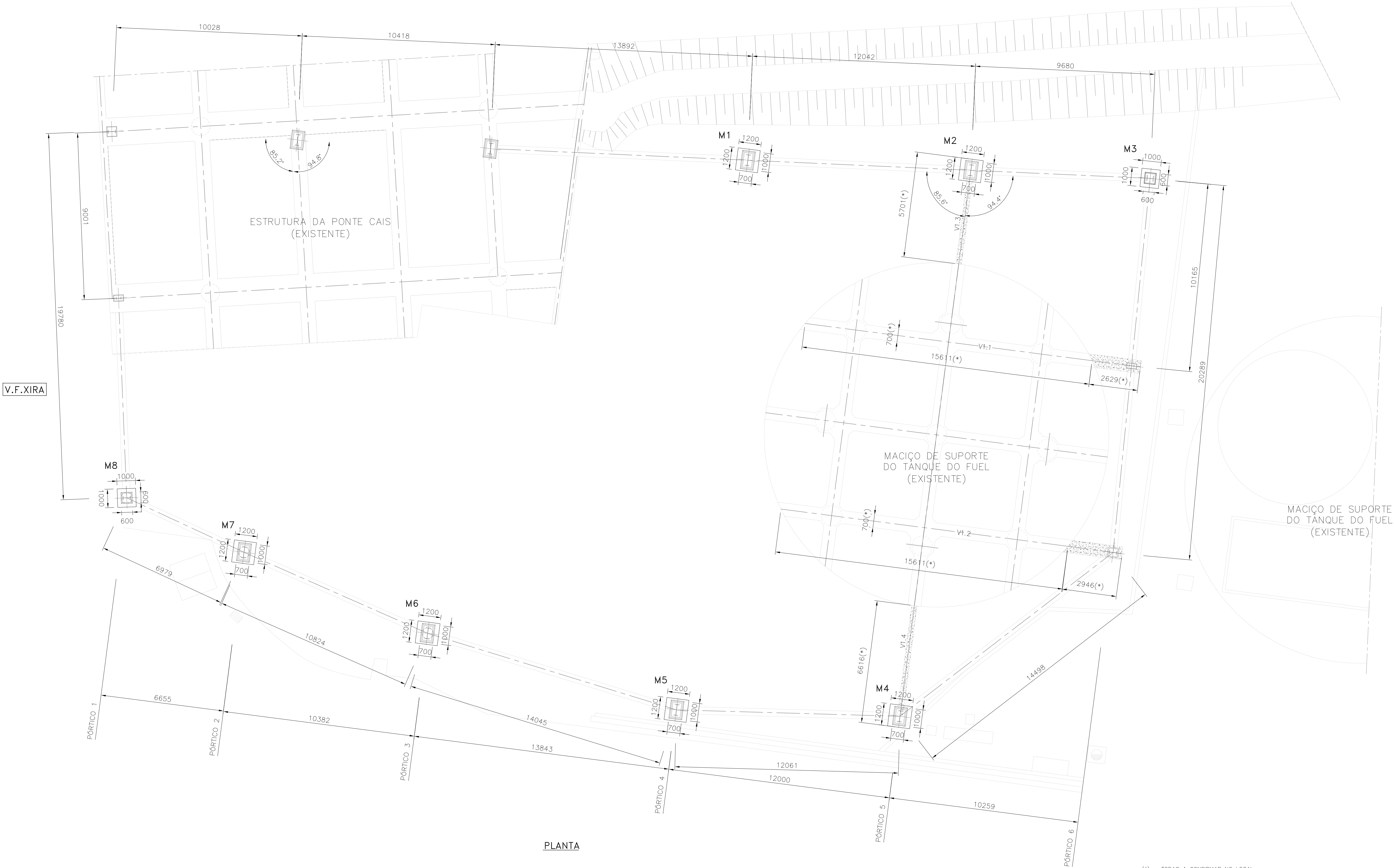
V.F.XIRA

SIMBOLOGIA

- ESTACAS $\varnothing=0.60m$ (A CONSTRUIR)
- ESTACAS $\varnothing=0.60$ (EXISTENTES)
- ESTACAS $\varnothing=1.10$ (EXISTENTES)
- LINHA LIMITE DO NOVO PAVILHÃO DE BIG-BAGS

Índice	Alterações	Sigla	Data	Aprovado	
ARMAZÉM DOS BIGBAGS					
ANTEPROJECTO		PLANTA DE LOCALIZAÇÃO DAS ESTACAS			
 ISEL INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA	Projectou	15/06/2015	Pedro Sanches	Desenho N°	DES-B01
	Desenhou	15/06/2015	Pedro Sanches		
	Reviu				
	Verificou				
	Aprovou				
				Substitui:	Escalas: 1:100
				Subs. por:	

RIO

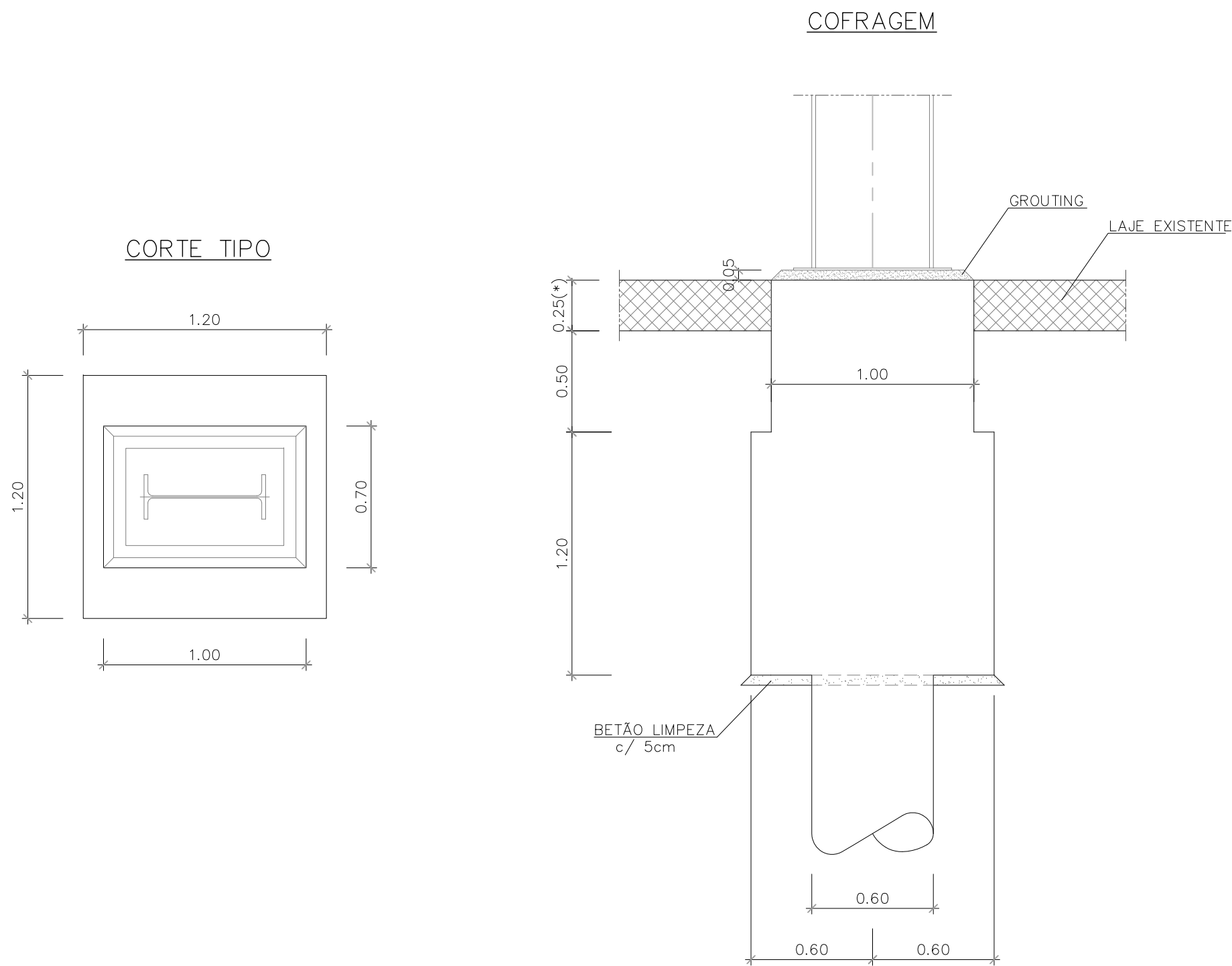


V.F.XIRA

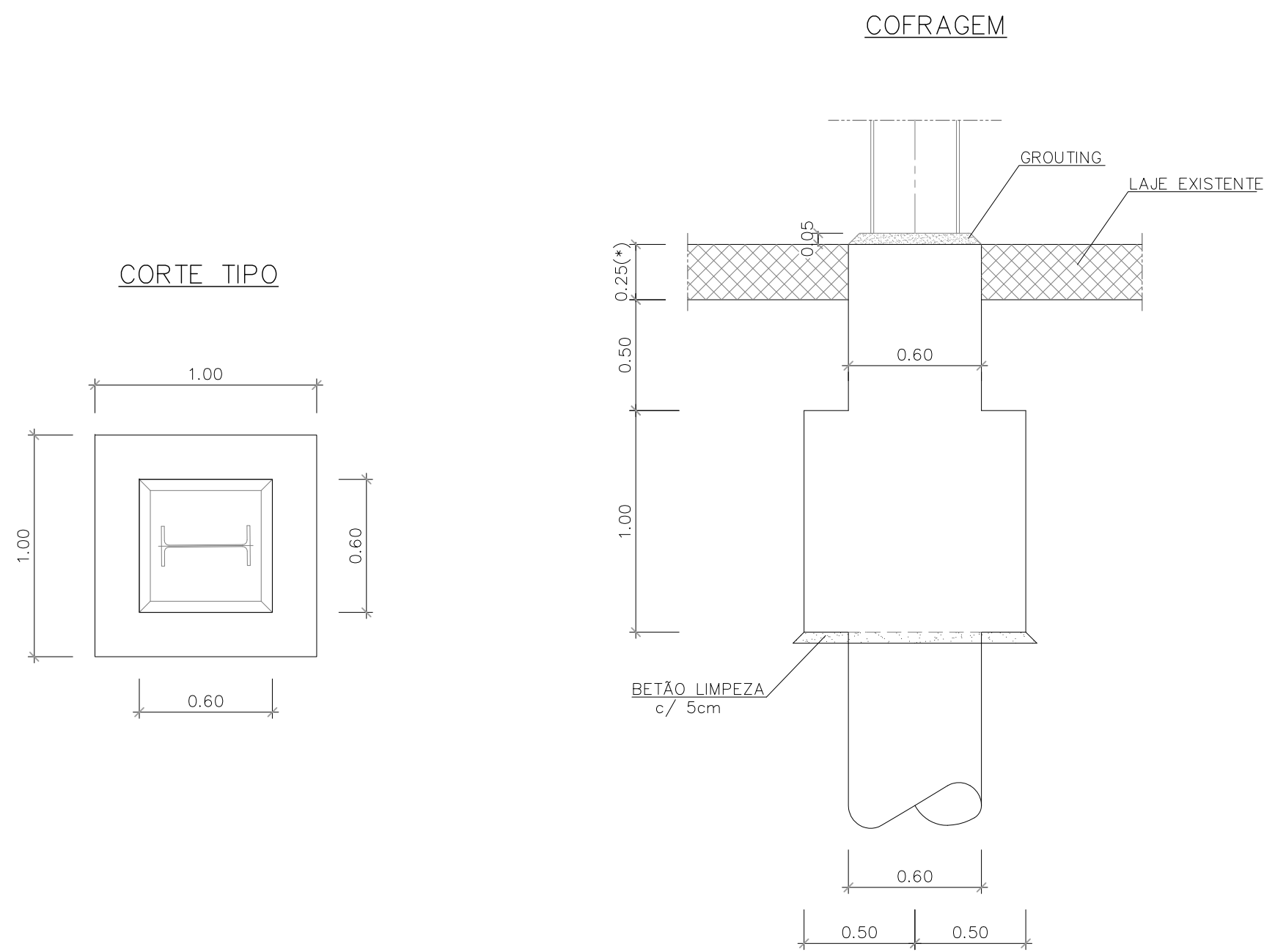
PLANTA

(*) - TODAS A CONFIRMAR NO LOCAL

Índice	Alterações	Sigla	Data	Aprovado	
ARMAZÉM DOS BIGBAGS					
ANTEPROJECTO		PLANTA DOS PLINTOS DE APOIO DAS ESTRUTURAS METÁLICAS PÓRTICOS 1 A 6			
	Projectou	15/06/2015	Pedro Sanches	Desenho N°	DES - B02
	Desenhou	15/06/2015	Pedro Sanches		
	Reviu				
	Verificou				
	Aprovou				
				Substitui:	Escalas: 1:100
				Subs. por:	



MACIÇO TIPO 1.20X1.20
PLINTOS M1; M2; M4; M4; M5; M6 e M7



MACIÇO TIPO 1.00X1.00
M3 e M8

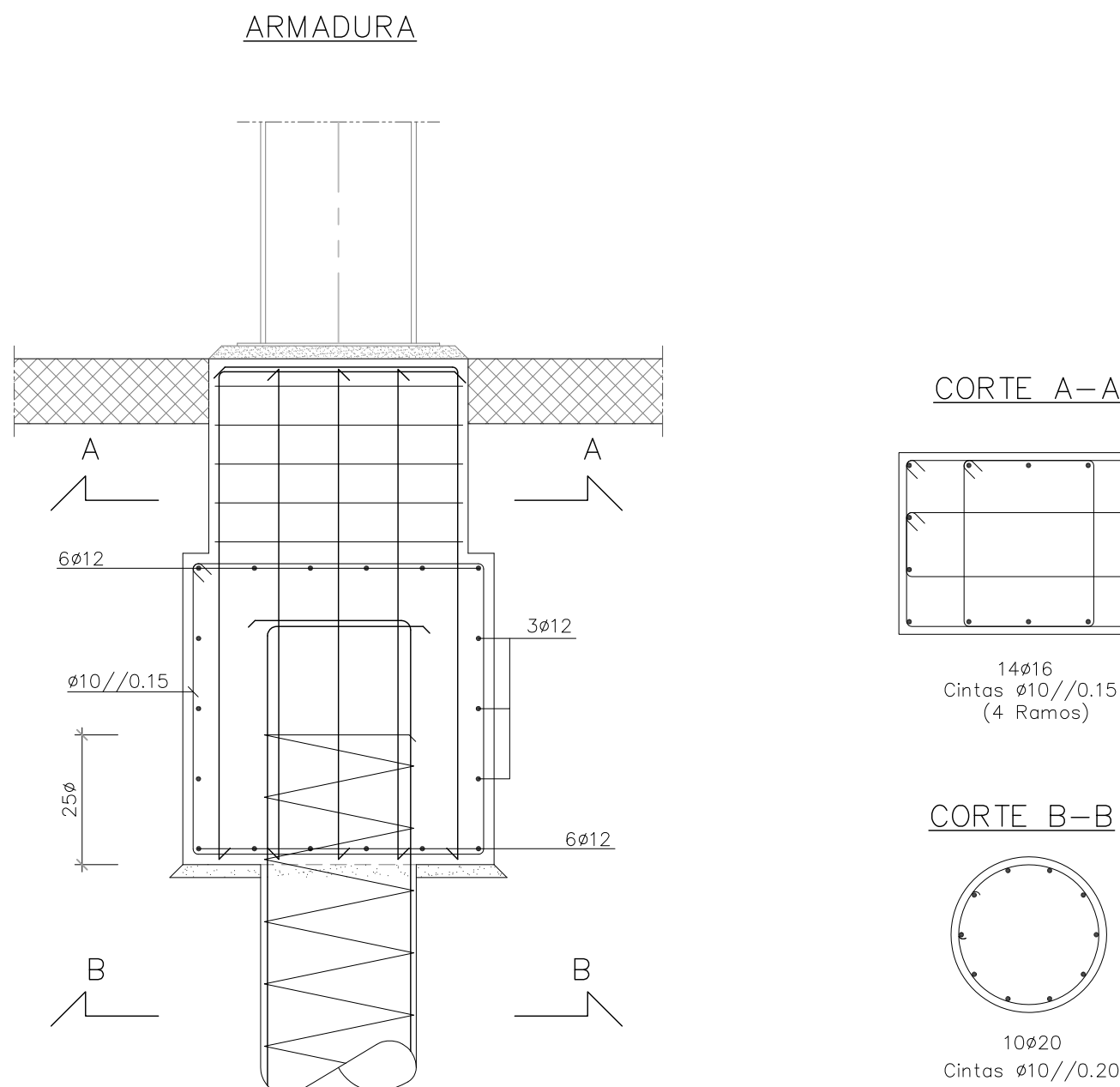


TABELA DOS MACIÇOS E PLINTOS
GEOMETRIA E ARMADURAS

MACIÇOS	DIMENSÕES (a x b x h)	ARMADURAS	PLINTOS (a x b x h)	ARMADURAS	ESTACAS D(m)	ARMADURAS
M1	1.20x1.20x1.20	6#12+3#12+6#12 Cintas #10//0.15	1.00x0.70x0.75	14#16 2 Cintas #10//0.15	0.60	10#20 Cintas #10//0.20
M2	1.20x1.20x1.20	6#12+3#12+6#12 Cintas #10//0.15	1.00x0.70x0.75	14#16 2 Cintas #10//0.15	0.60	10#20 Cintas #10//0.20
M3	1.00x1.00x1.00	5#12+2#12+5#12 Cintas #10//0.15	0.60x0.60x0.75	12#12 Cintas #10//0.15	0.60	10#20 Cintas #10//0.20
M4	1.20x1.20x1.20	6#12+3#12+6#12 Cintas #10//0.15	1.00x0.70x0.75	14#16 2 Cintas #10//0.15	0.60	10#20 Cintas #10//0.20
M5	1.20x1.20x1.20	6#12+3#12+6#12 Cintas #10//0.15	1.00x0.70x0.75	14#16 2 Cintas #10//0.15	0.60	10#20 Cintas #10//0.20
M6	1.00x1.00x1.00	6#12+3#12+6#12 Cintas #10//0.15	1.00x0.70x0.75	14#16 2 Cintas #10//0.15	0.60	10#20 Cintas #10//0.20
M7	1.20x1.20x1.20	6#12+3#12+6#12 Cintas #10//0.15	1.00x0.70x0.75	14#16 2 Cintas #10//0.15	0.60	10#20 Cintas #10//0.20
M8	1.00x1.00x1.00	5#12+2#12+5#12 Cintas #10//0.15	0.60x0.60x0.75	12#12 Cintas #10//0.15	0.60	10#20 Cintas #10//0.20

ZONA	AÇO	BETÃO (NP EN 206-1)					RECOBRIMENTO (cm)	
		CLASSE DE RESISTÊNCIA	CLASSE DE EXPOSIÇÃO	CLASSE ESTRUTURAL	D _{max} (mm)	ÍNDICE DE CLORETO	EXT.	INT.
ESTACAS	A 500 NR	C25/30	XC2	S3	20	0.40	5.00	5.00
PLINTOS E MACIÇOS	A 500 NR	C25/30	XC2	S3	20	0.40	4.00	4.00

BETÃO DE REGULARIZAÇÃO C12/15 (XC0 S3 D_{max}20 CL0.4) COM 0.10mm DE ESPESURA SOB TODOS OS ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO

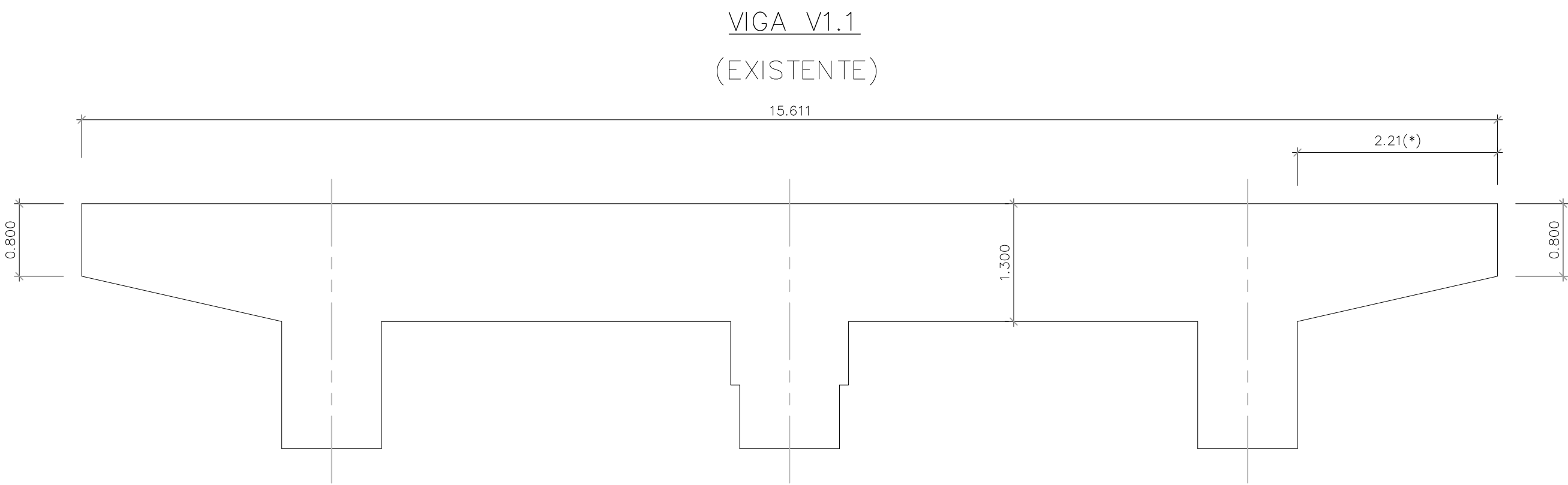
Índice	Alterações	Sigla	Data	Aprovado
--------	------------	-------	------	----------

ARMAZÉM DOS BIGBAGS

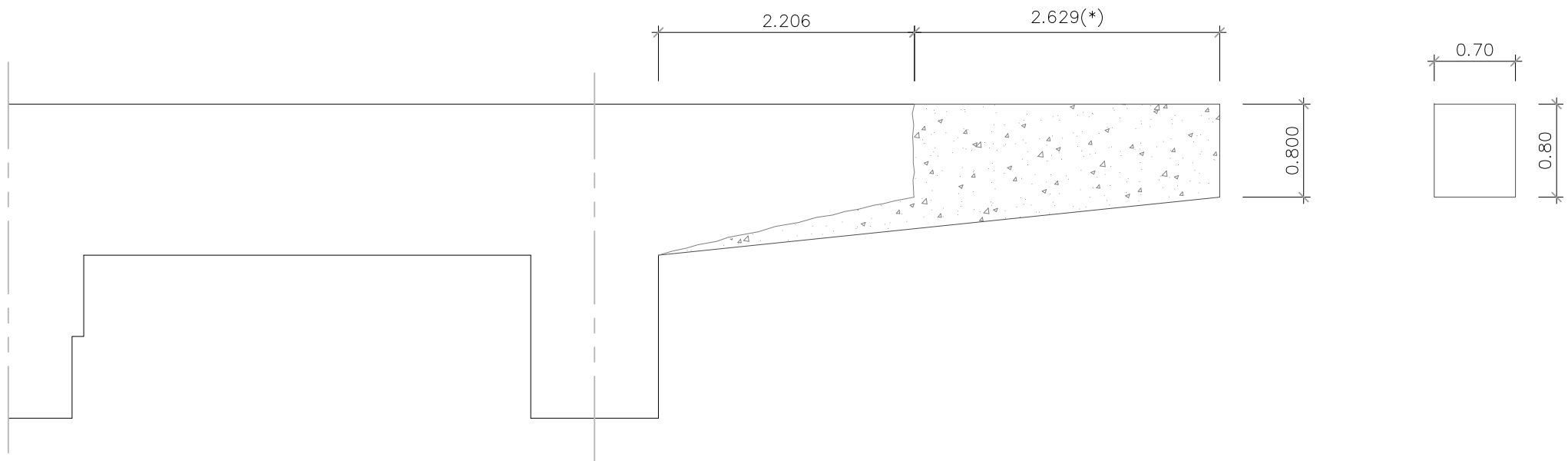
ANTEPROJECTO	PLINTOS E MACIÇOS DE FUNDAÇÃO DIMENSIONAMENTO E BETÃO ARMADO			
	Projectou 15/06/2015	Pedro Sanches	Desenho N°	DES - B03
Desenhou 15/06/2015	Pedro Sanches			
Reviu				
Verificou				
Aprovou				



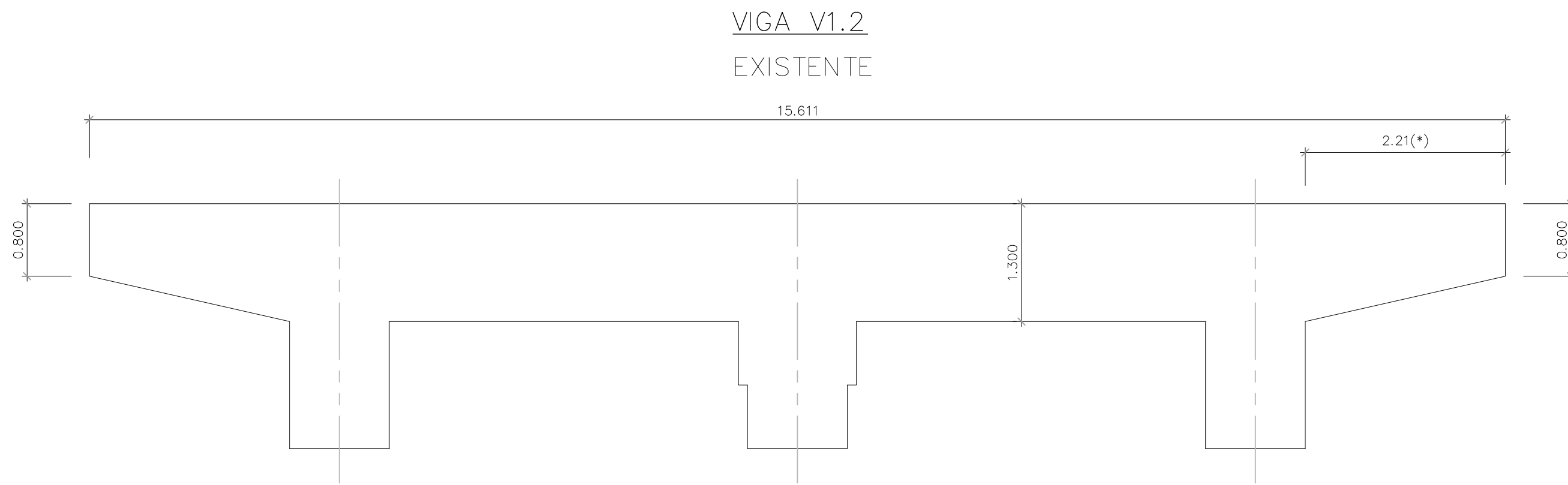
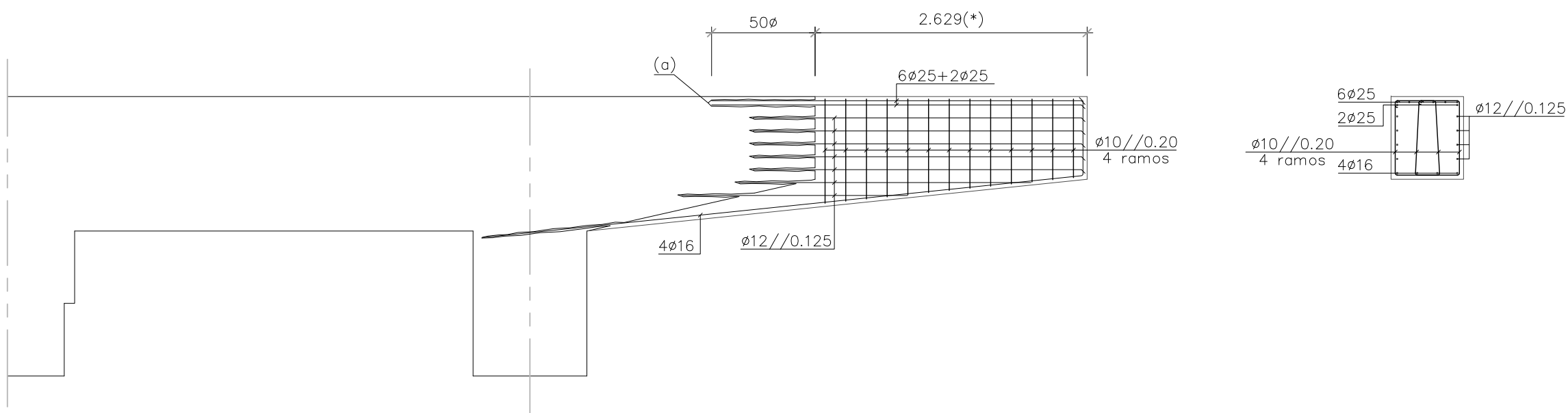
Escalas: 1:25



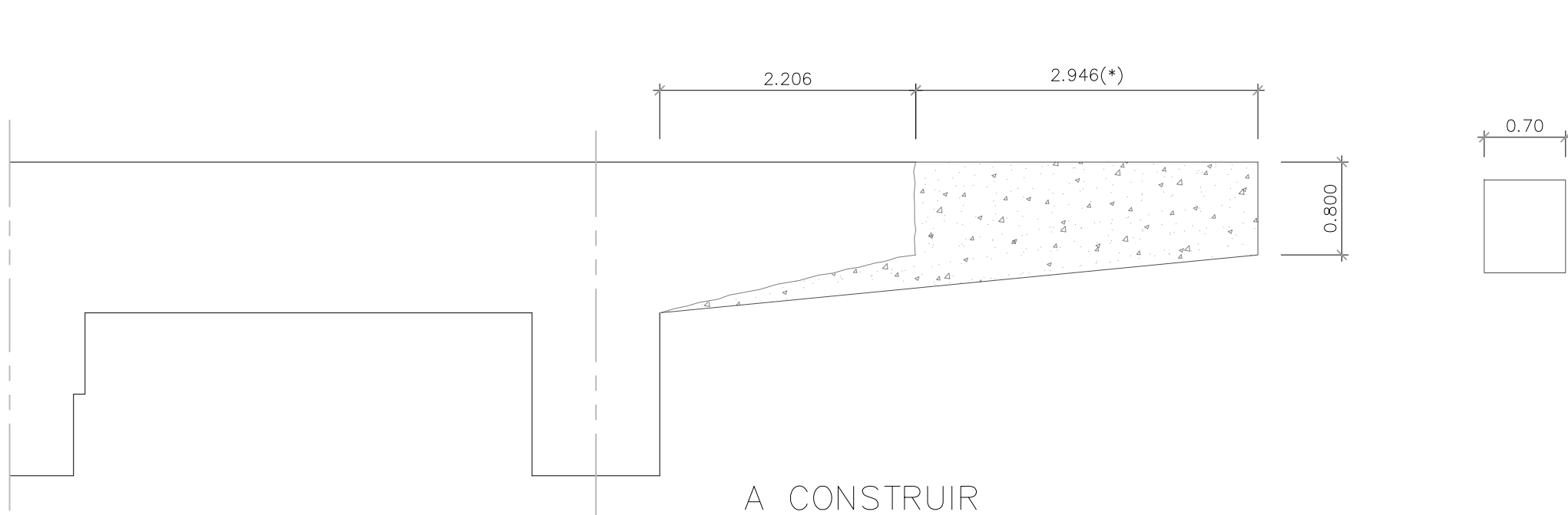
A CONSTRUIR
COFRAGEM



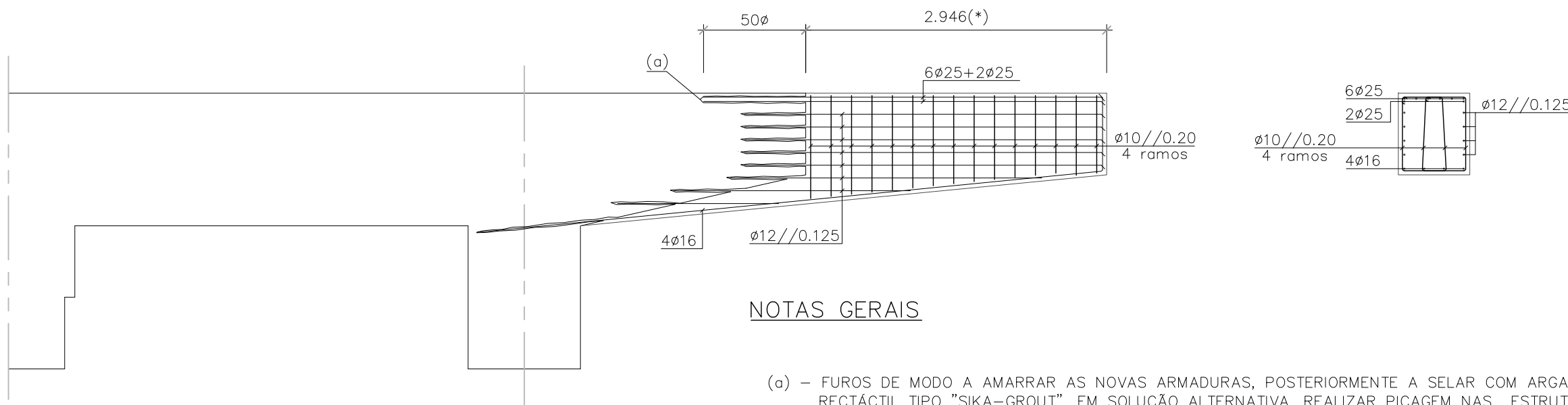
A CONSTRUIR
ARMADURAS



A CONSTRUIR
COFRAGEM



A CONSTRUIR
ARMADURAS

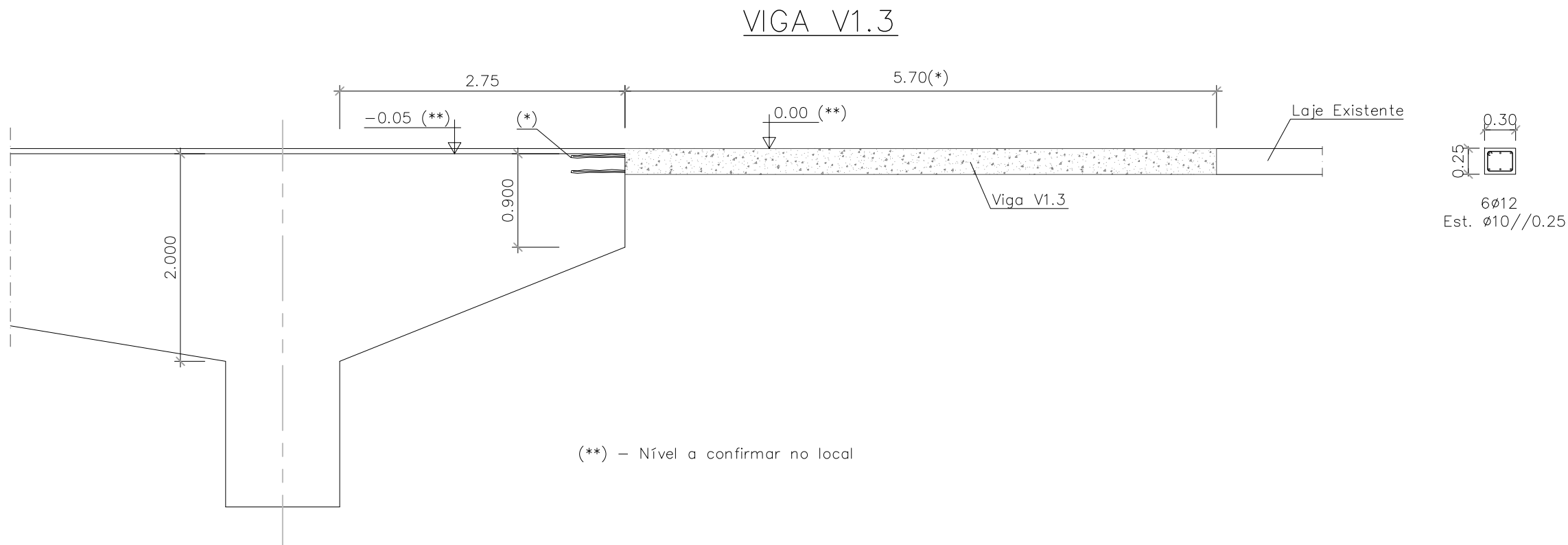


NOTAS GERAIS

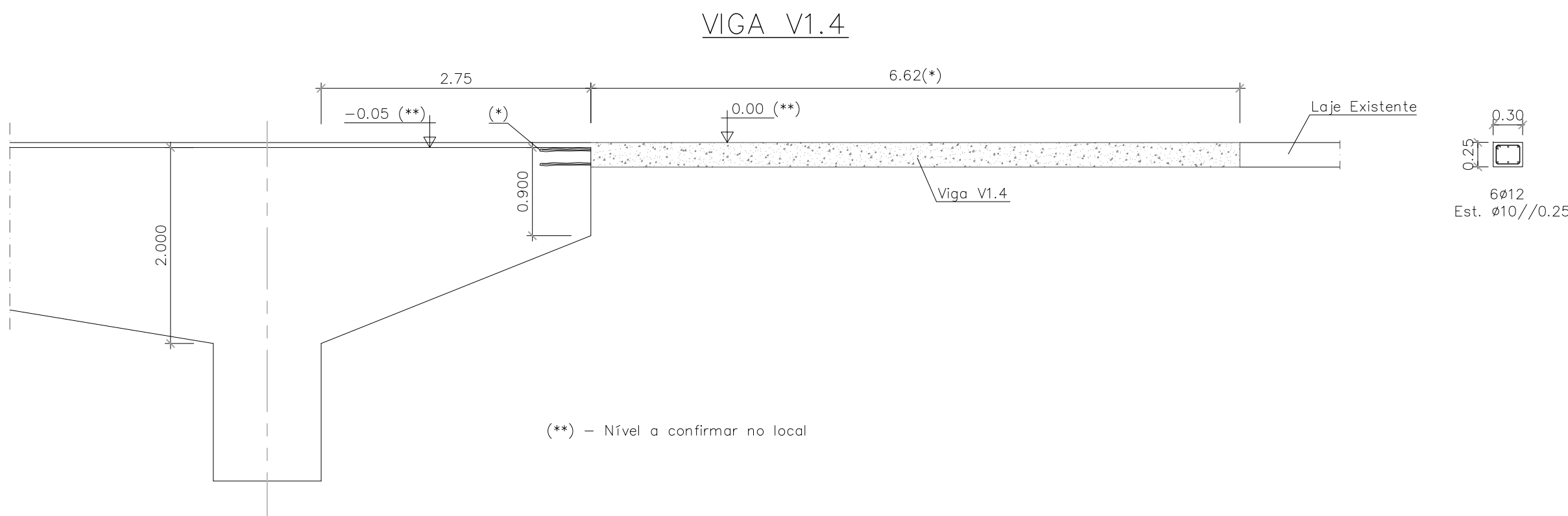
- (a) – FUROS DE MODO A AMARRAR AS NOVAS ARMADURAS, POSTERIORMENTE A SELAR COM ARGAMASSA NÃO RECTÁCTIL TIPO "SIKA-GROUT". EM SOLUÇÃO ALTERNATIVA, REALIZAR PICAGEM NAS ESTRUTURAS EXISTENTES DE MODO A PROCEDER À LIGAÇÃO DAS NOVAS ARMADURAS ÀS EXISTENTES.
- TODAS AS COTAS ESTÃO SUJEITAS A CONFIRMAÇÃO NO LOCAL, INCLUINDO AS INDICADAS COM (*).

MATERIAIS

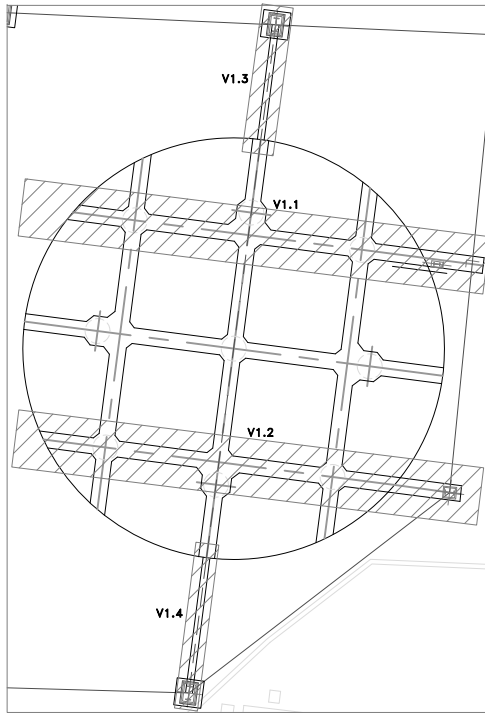
ZONA	AÇO	BETÃO (NP EN 206-1)					RECOBRIMENTO (cm)	
		CLASSE DE RESISTÊNCIA	CLASSE DE EXPOSIÇÃO	CLASSE ESTRUTURAL	Dmax (mm)	ÍNDICE DE CLOREÍOS	EXT.	INT.
ESTACAS	A 500 NR	C25/30	XC2	S3	20	0.40	5.00	5.00
PLINTOS E MACIÇOS	A 500 NR	C25/30	XC2	S3	20	0.40	4.00	4.00




(**) – Nível a confirmar no local

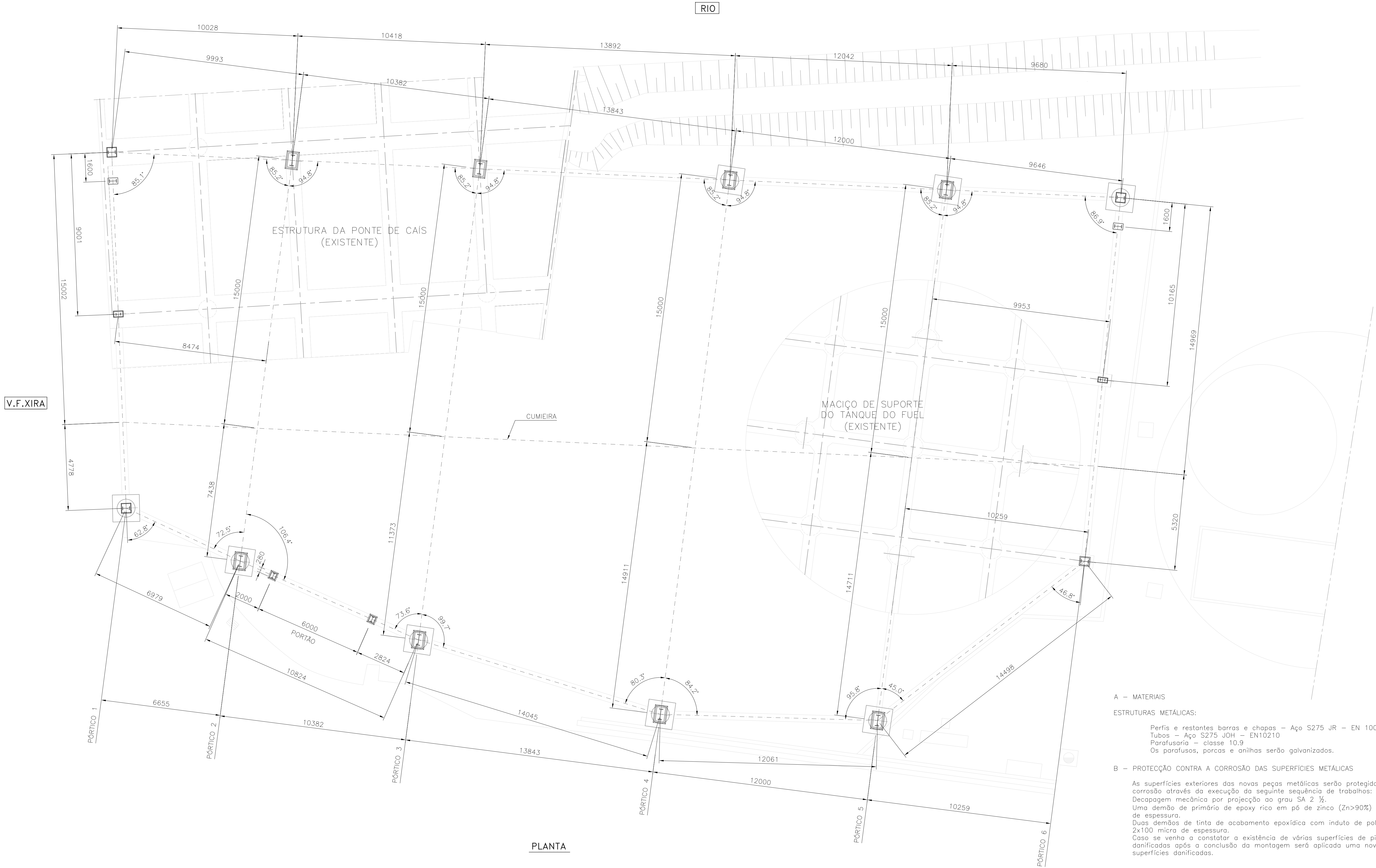


(**) – Nível a confirmar no local



PLANTA DE LOCALIZAÇÃO

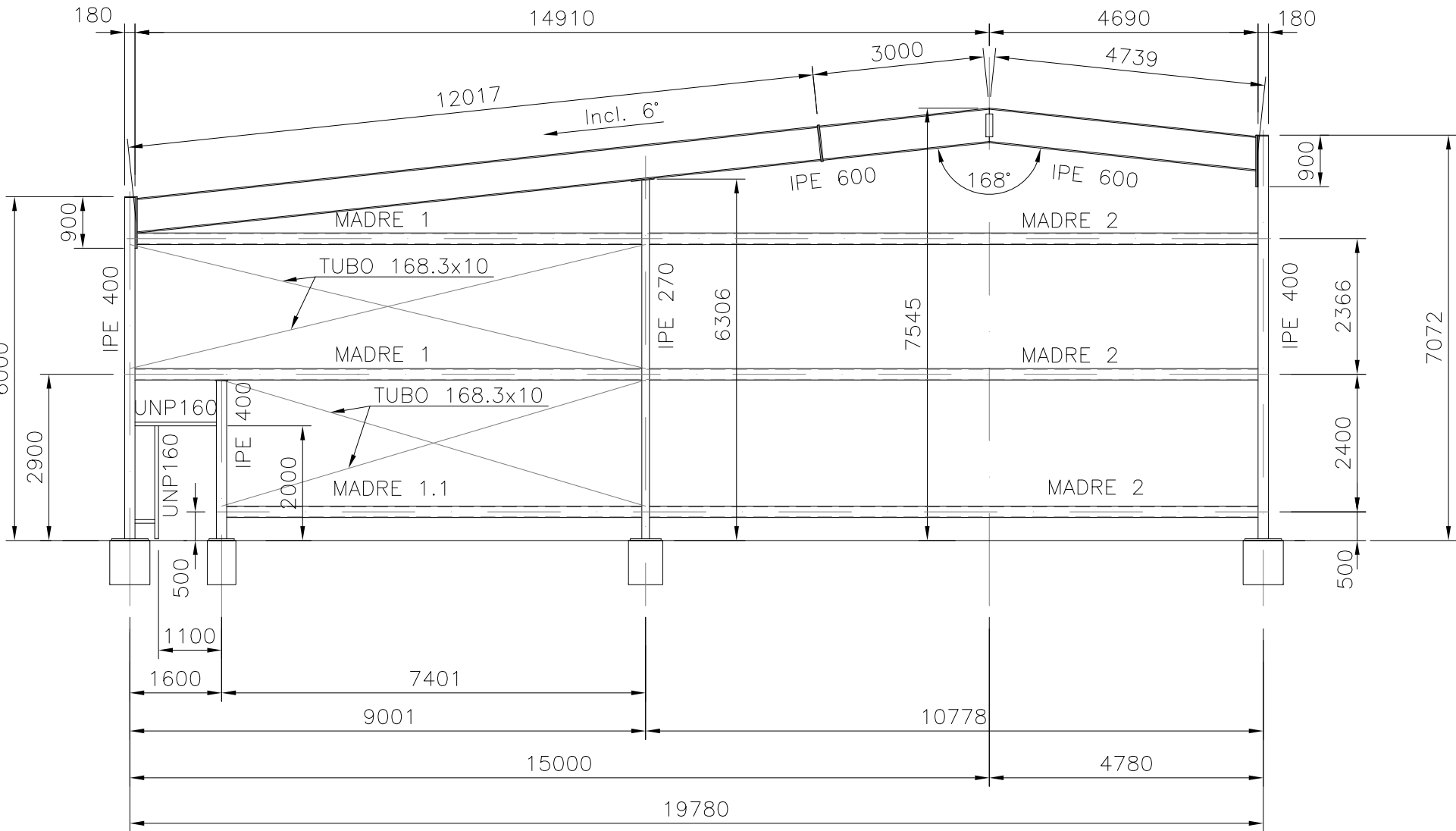
Índice	Alterações	Sigla	Data	Aprovado
ARMAZÉM DOS BIGBAGS				
ANTEPROJECTO	VIGAS DE FUNDAÇÃO V1.1; V1.2; V1.3 E V1.4 DIMENSIONAMENTO E BETÃO ARMADO			
 ISEL INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA	Projectou	15/06/2015	Pedro Sanches	Desenho N°
	Desenhou	15/06/2015	Pedro Sanches	DES – B04
	Reviu			
	Verificou			
	Aprovou			
				Substitui:
				Subs. por:
				Escala:
				1:50



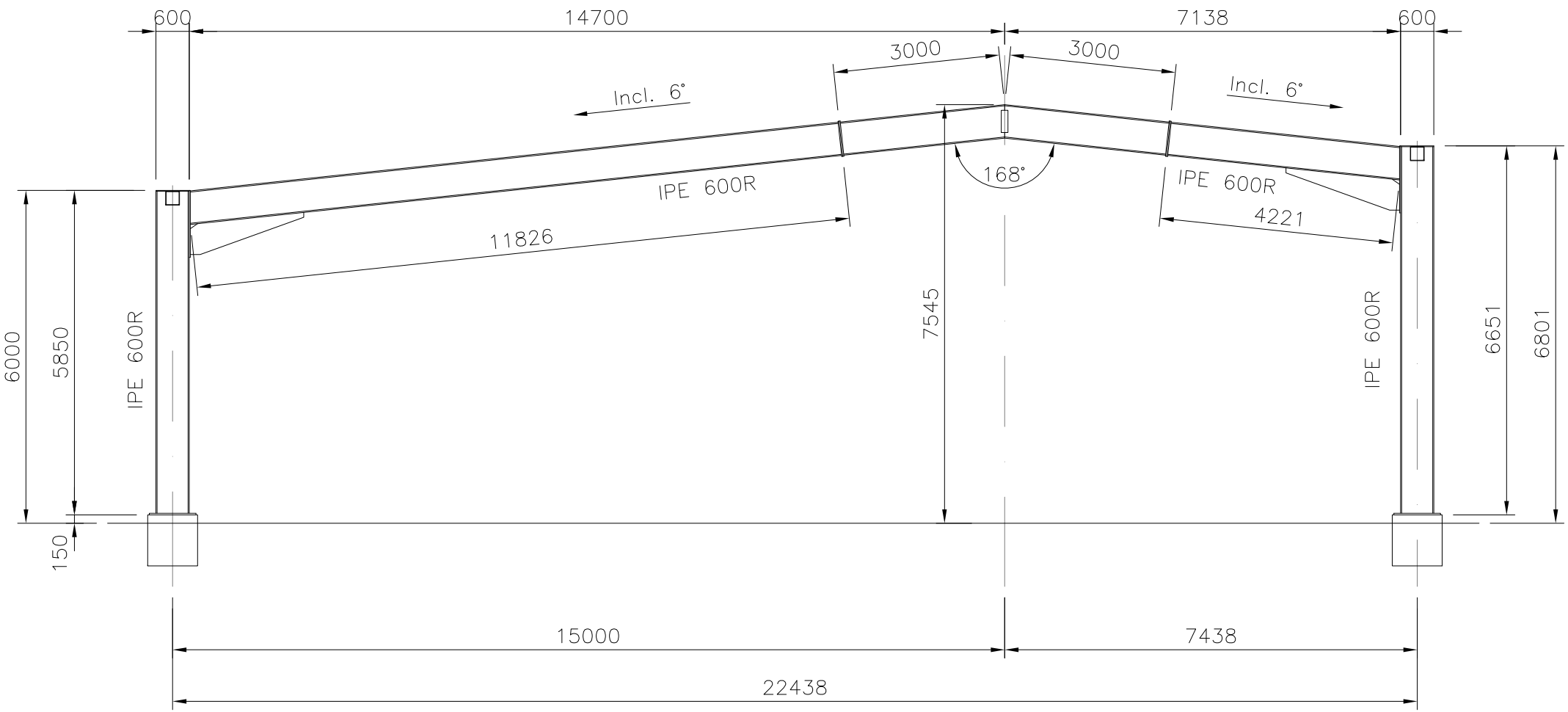
PLANTA

- A – MATERIAIS
- ESTRUTURAS METÁLICAS:
- Perfis e restantes barras e chapas – Aço S275 JR – EN 10025
 - Tubos – Aço S275 J0H1 – EN10210
 - Parafusaria – classe 10.9
 - Os parafusos, porcas e anilhas serão galvanizados.
- B – PROTECÇÃO CONTRA A CORROSÃO DAS SUPERFÍCIES METÁLICAS
- As superfícies exteriores das novas peças metálicas serão protegidas contra a corrosão através da execução da seguinte sequência de trabalhos:
- Decapagem mecânica por projecção ao grau SA 2 ½.
 - Uma demão de primário de epoxy rico em pó de zinco (Zn>90%) com 60 micra de espessura.
 - Duas demãos de tinta de acabamento epoxidica com induto de poliamida com 2x100 micra de espessura.
 - Caso se venha a constatar a existência de várias superfícies de pintura danificadas após a conclusão da montagem será aplicada uma nova demão nas superfícies danificadas.

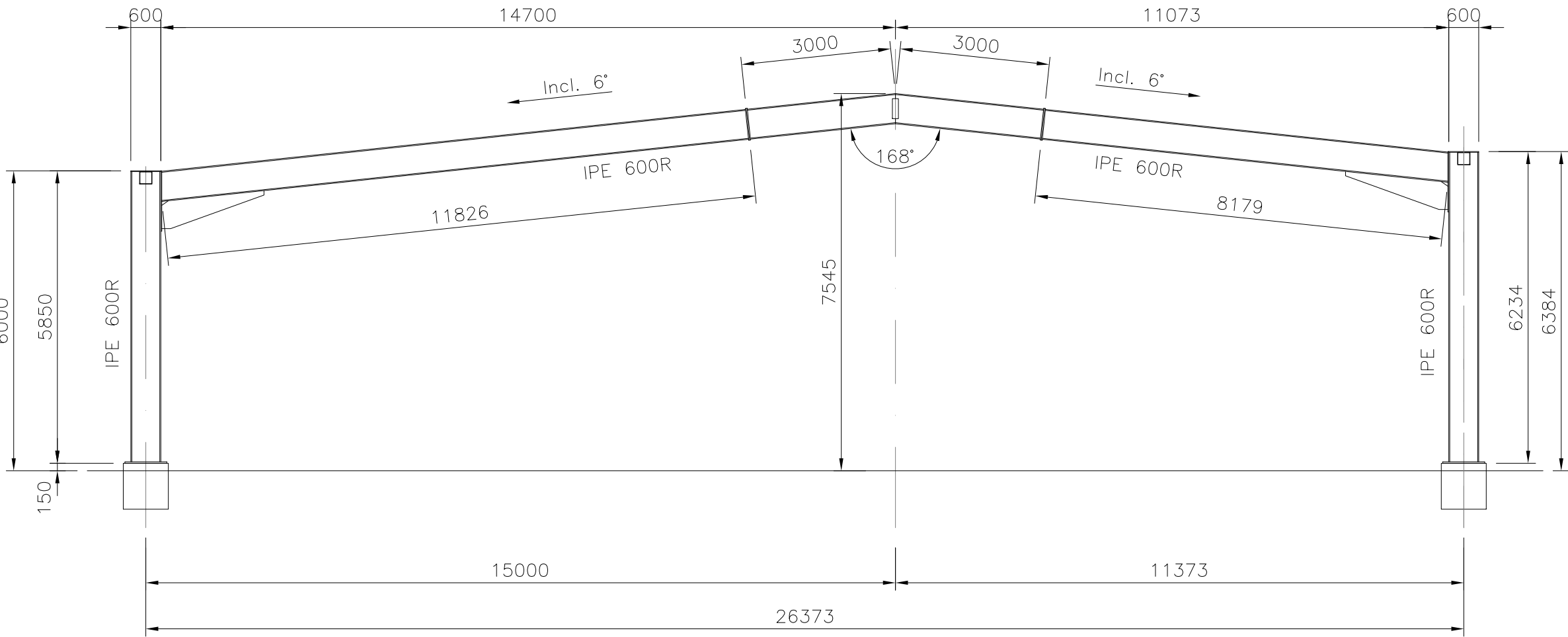
Índice	Alterações	Sigla	Data	Aprovado
ARMAZÉM DOS BIGBAGS				
ANTEPROJECTO	PLANTA DOS PILARES METÁLICOS PÓRTICOS 1 A 6			
 ISEL INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA	Projectou 15/06/2015	Pedro Sanches	Desenho N°	Escalas: 1:100
	Desenhou 15/06/2015	Pedro Sanches	DES – M01	
	Reviu			
	Verificou			
	Aprovou			
			Substitui:	
			Subs. por:	



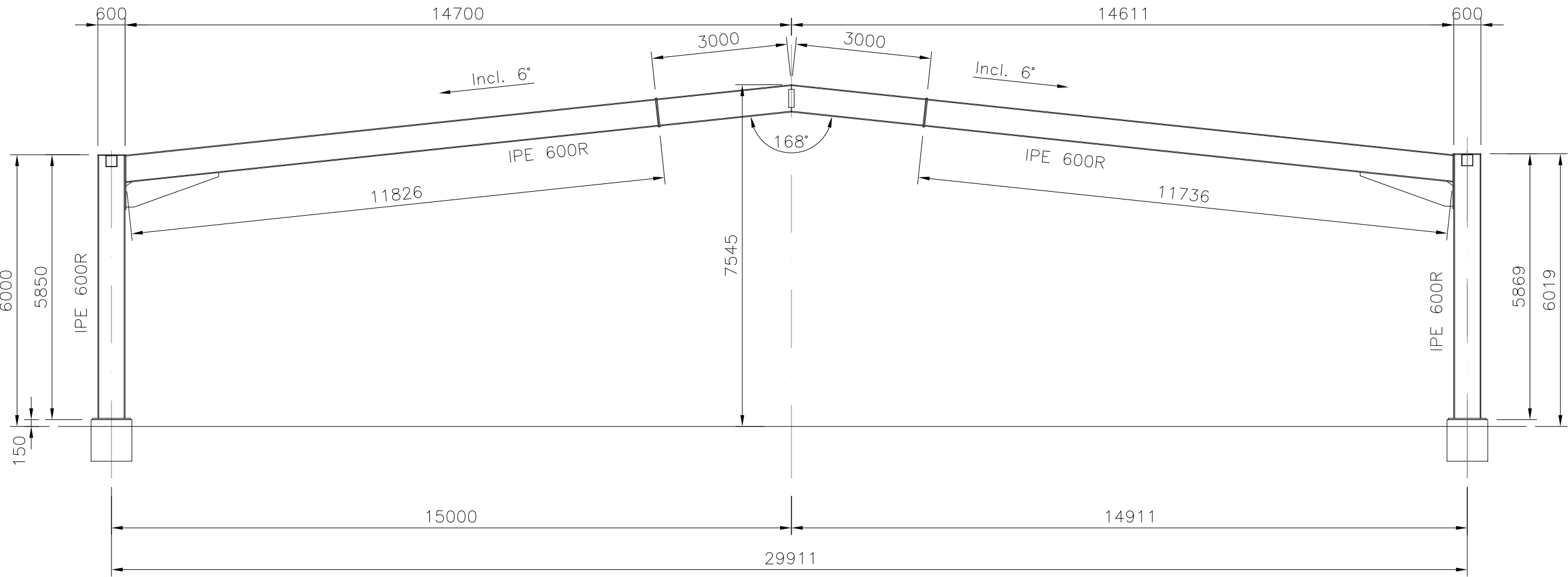
PÓRTICO 1



PÓRTICO 2



PÓRTICO 3



PÓRTICO 4

SOLDADURAS							
SIMBOLOGIA		PORMENOR		SIMBOLOGIA		PORMENOR	
Oficina	Montagem			Oficina	Montagem		
VERIFICAÇÃO DAS SOLDADURAS							
RX	por raios "x"						
US	por ultra sons						
SOLDADURAS EM GERAL							
		Z = 0,7 da menor espessura das peças a ligar					

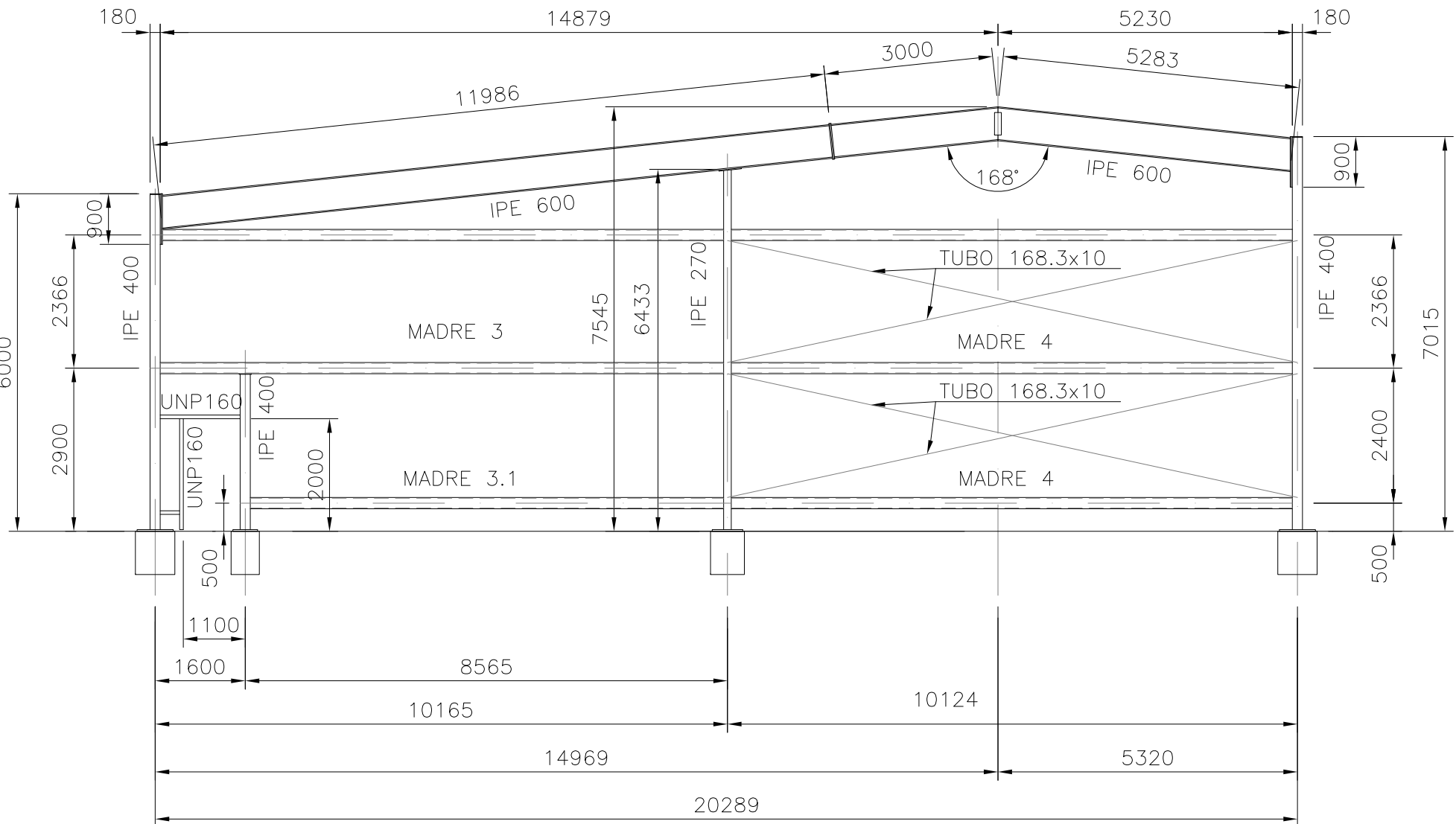
A – MATERIAIS

ESTRUTURAS METÁLICAS:

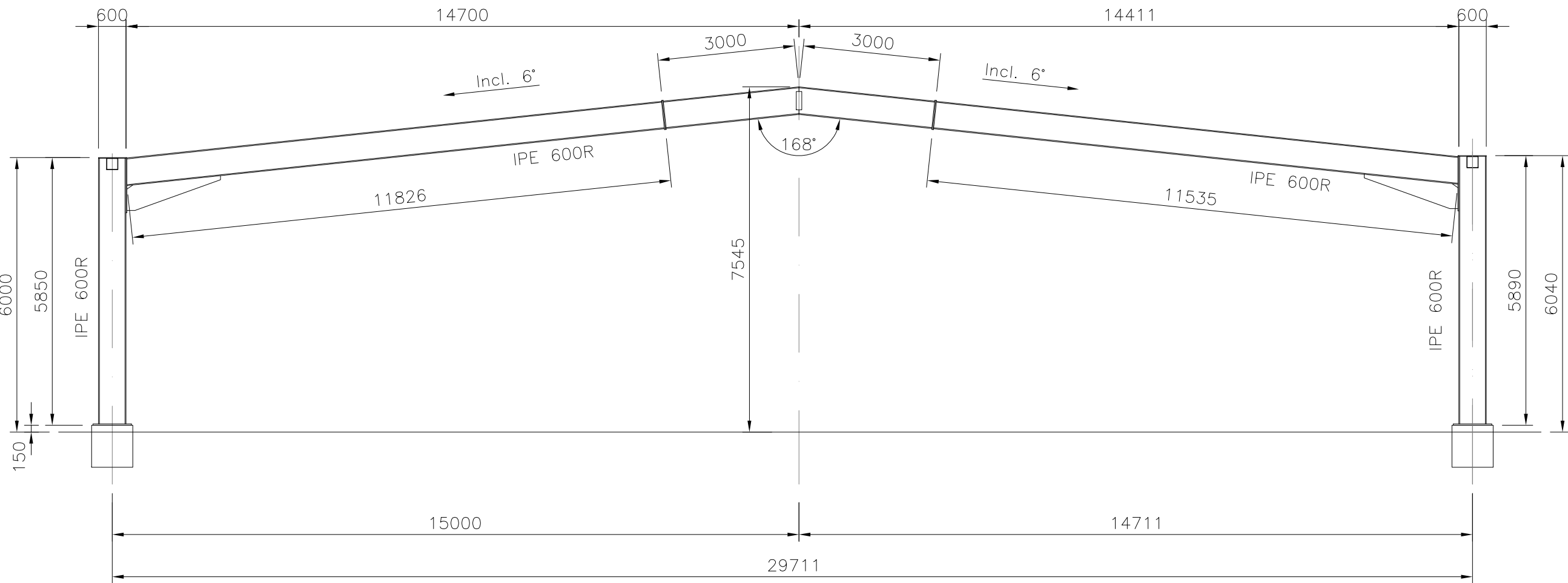
Perfis e restantes barras e chapas – Aço S275 JR – EN 10025
Tubos – Aço S275 J0H – EN10210
Parafusaria – classe 10.9
Os parafusos, porcas e anilhas serão galvanizados.

B – PROTECÇÃO CONTRA A CORROSÃO DAS SUPERFÍCIES METÁLICAS

As superfícies exteriores das novas peças metálicas serão protegidas contra a corrosão através da execução da seguinte sequência de trabalhos:
Decapagem mecânica por projecção ao grau SA 2 ½.
Uma demão de primário de epoxy rico em pó de zinco (Zn>90%) com 60 micra de espessura.
Duas demãos de tinta de acabamento epoxídica com induto de poliamida com 2x100 micra de espessura.
Caso se venha a constatar a existência de várias superfícies de pintura danificadas após a conclusão da montagem será aplicada uma nova demão nas superfícies danificadas.



PÓRTICO 6



PÓRTICO 5

Índice	Alterações	Sigla	Data	Aprovado	
ARMAZÉM DOS BIGBAGS					
ANTEPROJECTO		ESTRUTURAS METÁLICAS – PÓRTICOS 1 A 6 CONJUNTO			
	Projectou	15/06/2015	Pedro Sanches	Desenho N°	Escalas: 1:100
	Desenhou	15/06/2015	Pedro Sanches	DES – M02	
	Reviu				
	Verificou				
	Aprovou				
				Substitui:	
				Subs. por:	

A - MATERIALS

Perfis e restantes barras e chapas – Aço S275 JR – EN 10025
Tubos – Aço S275 JOH – EN10210
Parafusaria – classe 10.9
Os parafusos, porcas e anilhas serão galvanizados.

B - PROTECÇÃO CONTRA A CORROSÃO DAS SUPERFÍCIES METÁLICAS

As superfícies exteriores das novas peças metálicas serão protegidas contra a corrosão através da execução da seguinte sequência de trabalhos:

Decapagem mecânica por projecção ao grau SA 2 ½.

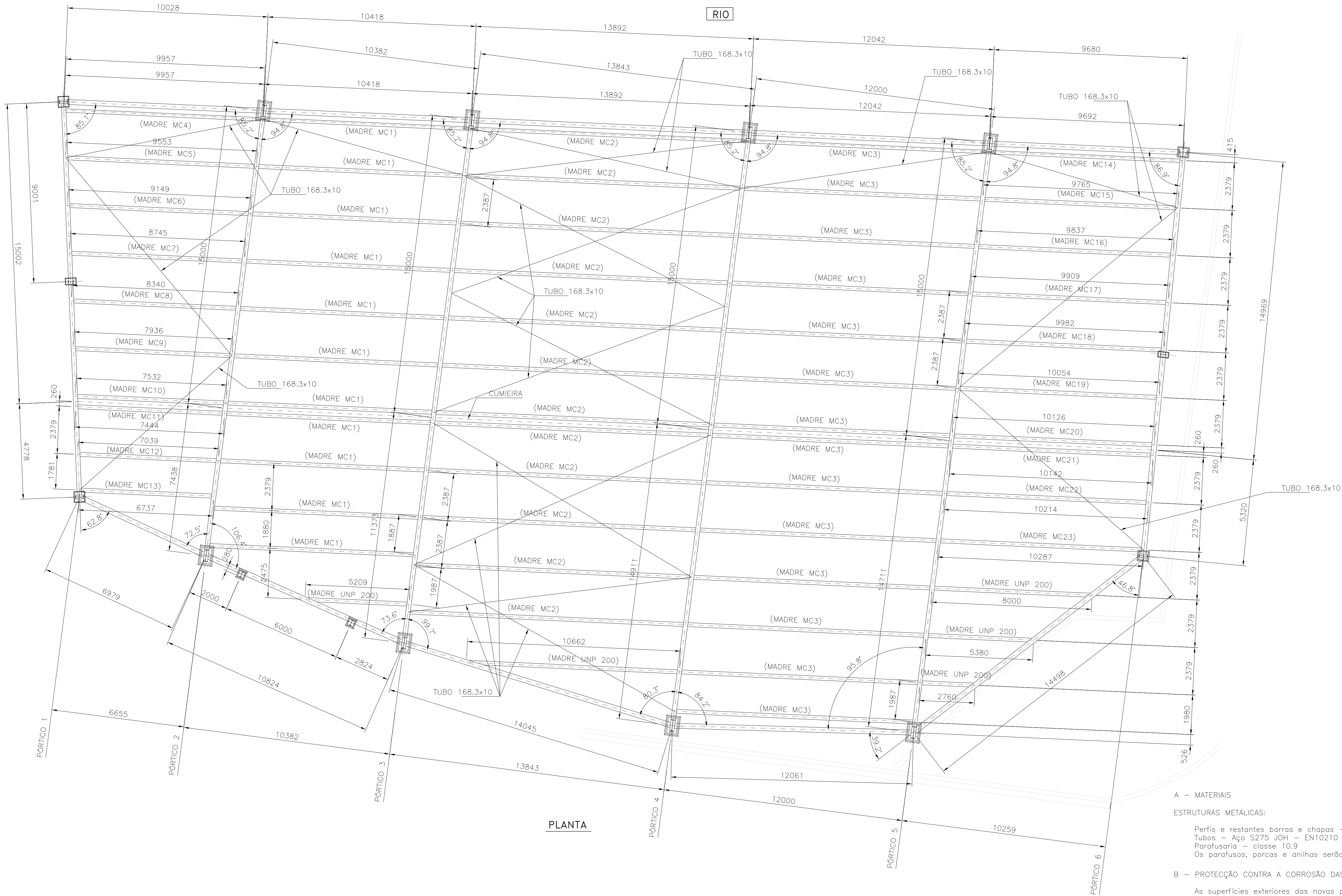
Uma demão de primário de epoxy rico em pó de zinco (Zn>90%) com 60 micra de espessura.

Dois demãos de tinta de acabamento epoxídica com induto de poliamida com 2x100 micra de espessura.

Caso se venha a constatar a existência de várias superfícies de pintura danificadas após a conclusão da montagem será aplicada uma nova demão nas superfícies danificadas.

[illegible]

V.F.XIRA



PLANTA


A – MATERIAIS

ESTRUTURAS METÁLICAS:

Perfis e restantes barras e chapas – Aço S275 JR – EN 10025
Tubos – Aço S275 J0H – EN10210
Parafusaria – classe 10.9
Os parafusos, porcas e anilhas serão galvanizados.

B – PROTECÇÃO CONTRA A CORROSÃO DAS SUPERFÍCIES METÁLICAS

As superfícies exteriores das novas peças metálicas serão protegidas contra a corrosão através da execução da seguinte sequência de trabalhos:
Decapagem mecânica por projecção ao grau SA 2 ½.
Uma demão de primário de epoxy rico em pó de zinco (Zn>90%) com 60 micra de espessura.
Duas demãos de tinta de acabamento epoxídica com induto de poliâmida com 2x100 micra de espessura.
Caso se venha a constatar a existência de várias superfícies de pintura danificadas após a conclusão da montagem será aplicada uma nova demão nas superfícies danificadas.

Índice	Alterações	Sigla	Data	Aprovado	
ARMAZÉM DOS BIGBAGS					
ANTEPROJECITO		ESTRUTURAS METÁLICAS – PLANTA DA COBERTURA TRAVAMENTOS E MADRES			
 ISEL INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA	Projectou	15/06/2015	Pedro Sanches	Desenho N°	DES – M04
	Desenhou	15/06/2015	Pedro Sanches		
	Reviu				
	Verificou				
	Aprovou				
				Substitui:	Escalas: 1:100
				Subs. por:	

A - MATERIALS

ESTRUTURAS METÁLICAS:

Perfis e restantes barras e chapas – Aço S275 JR – EN 10025
Tubos – Aço S275 JOH – EN10210
Parafusaria – classe 10.9
Os parafusos, porcas e anilhas serão galvanizados.

B – PROTECÇÃO CONTRA A CORROSÃO DAS SUPERFÍCIES METÁLICAS

As superfícies exteriores das novas peças metálicas serão protegidas contra a corrosão através da execução da seguinte sequência de trabalhos:

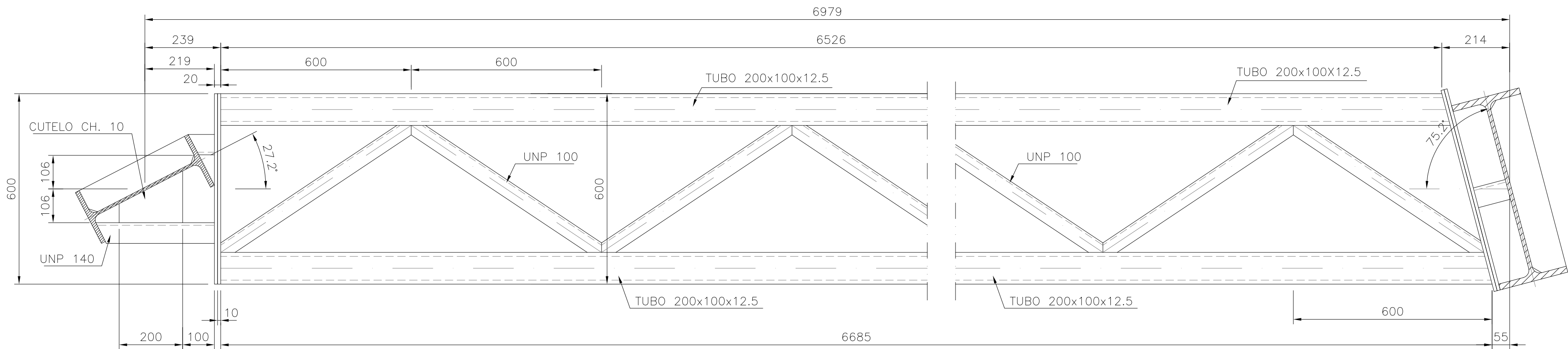
Decapagem mecânica por projeção ao grau SA 2 ½.

Uma demão de primário de epoxy rico em pó de zinco (Zn>90%) com 60 micra de espessura.

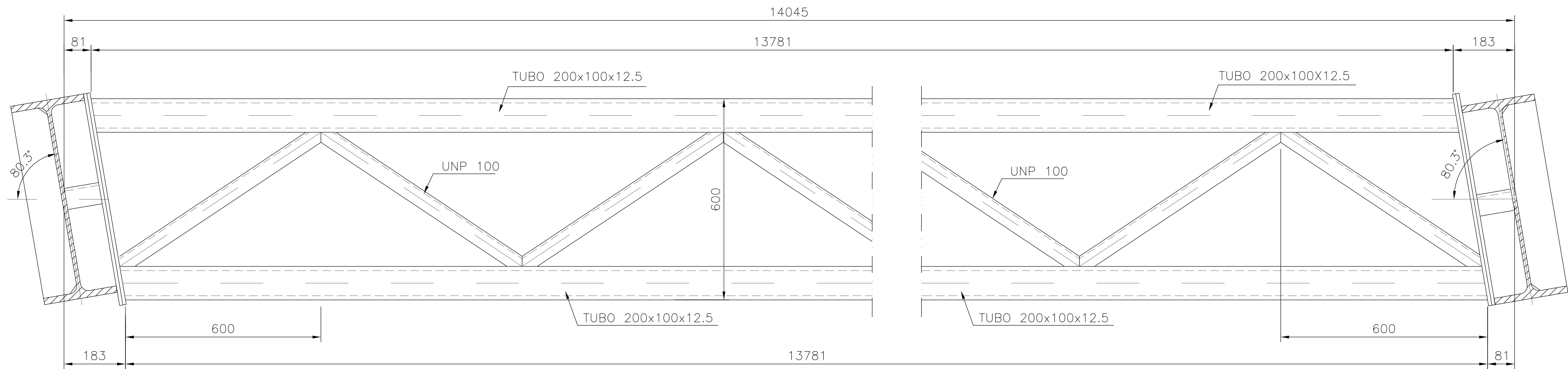
Duas demãos de tinta de acabamento epoxidica com induto de poliamida com 2x100 micra de espessura.

Caso se venha a constatar a existência de várias superfícies de pintura danificadas após a conclusão da montagem será aplicada uma nova demão nas superfícies danificadas.

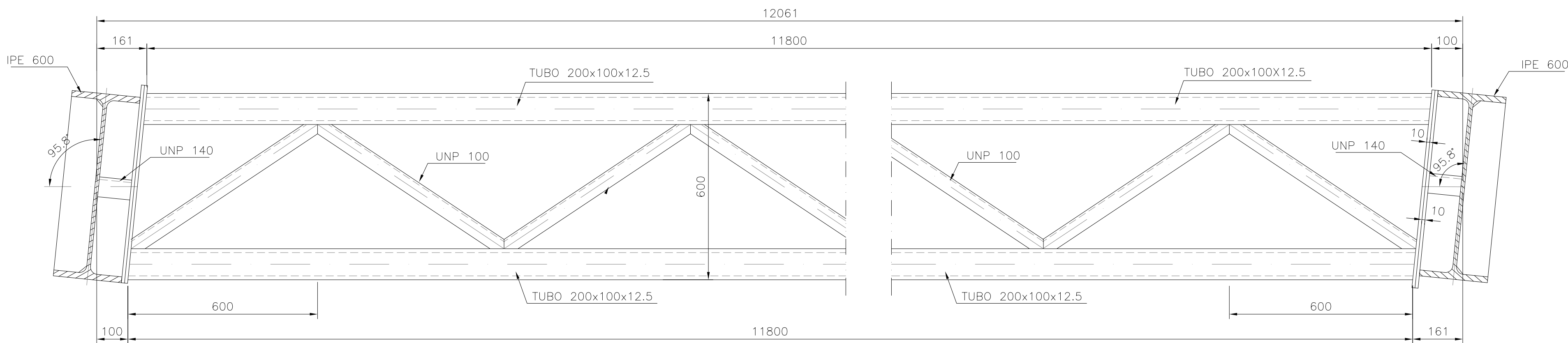
[illegible]



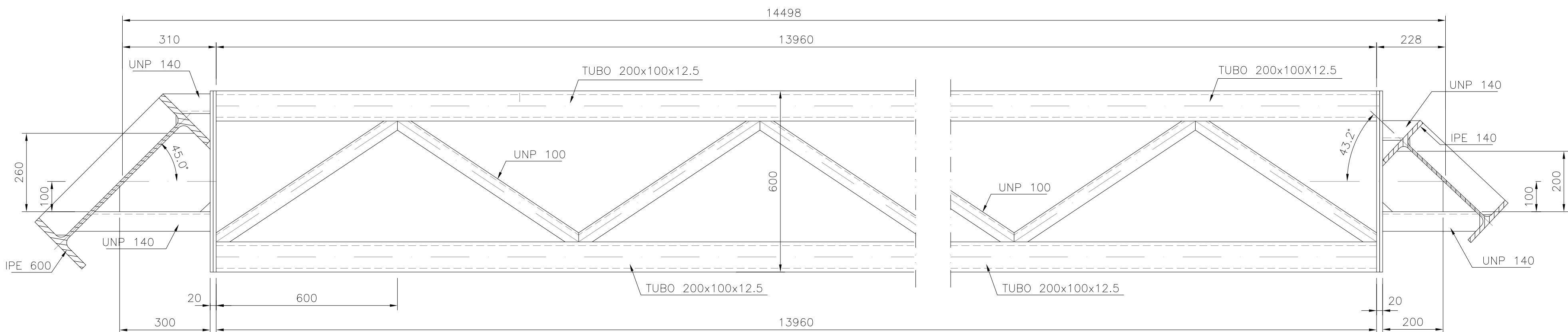
MADRES MA10



MADRES MA11



MADRES MA12



MADRES MA13

SOLDADURAS									
SIMBOLOGIA		PORMENOR		PORMENOR					
Oficina	Montagem	Oficina	Montagem	Oficina	Montagem				
VERIFICAÇÃO DAS SOLDADURAS									
RX	por raio "x"								
US	por ultra sons								
SOLDADURAS EM GERAL									
Z = 0,7 da menor espessura das peças a ligar									

A – MATERIAIS

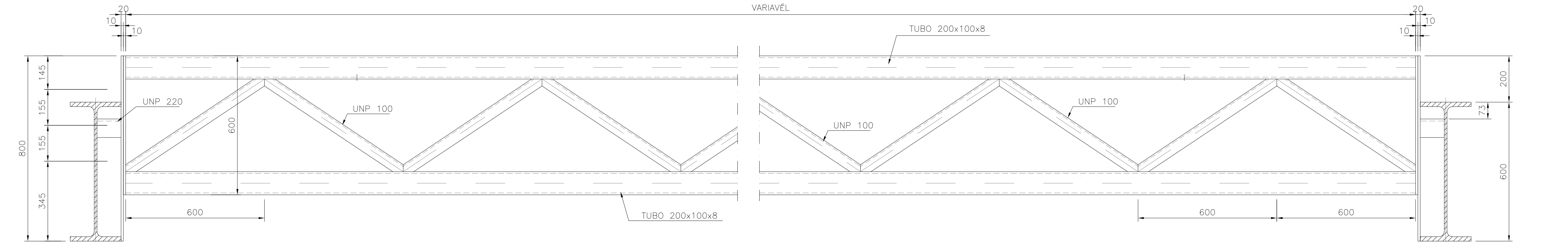
ESTRUTURAS METÁLICAS:

Perfis e restantes barras e chapas – Aço S275 JR – EN 10025
Tubos – Aço S275 J0H – EN10210
Parafusaria – classe 10.9
Os parafusos, porcas e anilhas serão galvanizados.

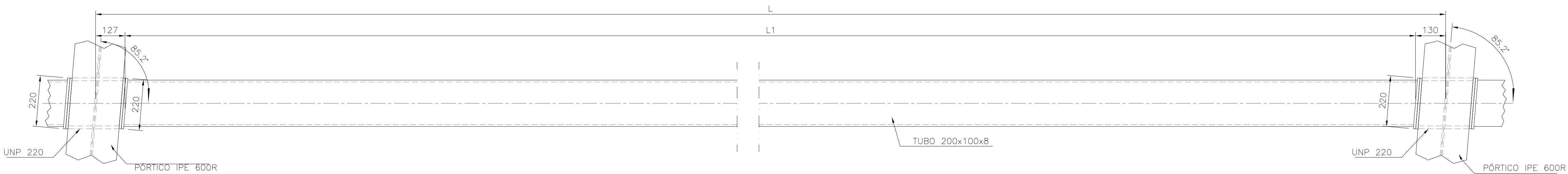
B – PROTECÇÃO CONTRA A CORROSÃO DAS SUPERFÍCIES METÁLICAS

As superfícies exteriores das novas peças metálicas serão protegidas contra a corrosão através da execução da seguinte sequência de trabalhos:
Decapagem mecânica por projecção ao grau SA 2 ½.
Uma demão de primário de epoxy rico em pó de zinco (Zn>90%) com 60 micra de espessura.
Duas demãos de tinta de acabamento epoxídica com induto de poliamida com 2x100 micra de espessura.
Caso se venha a constatar a existência de várias superfícies de pintura danificadas após a conclusão da montagem será aplicada uma nova demão nas superfícies danificadas.

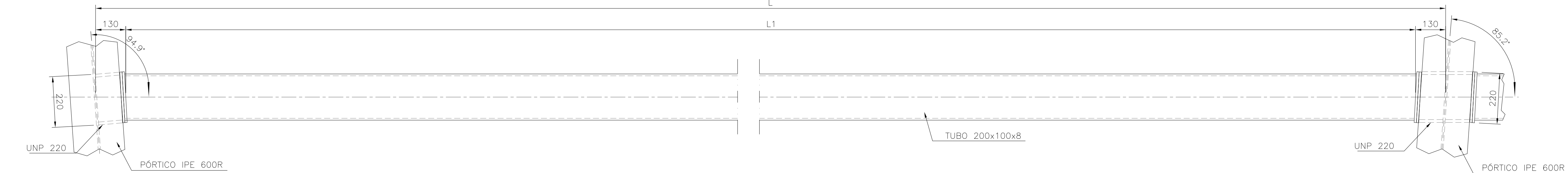
Índice	Alterações	Sigla	Data	Aprovado	
ARMAZÉM DOS BIGBAGS					
ANTEPROJECTO	ESTRUTURAS METÁLICAS – ALÇADOS – MADRES MA10 A MA13 CONJUNTO				
	Projectou	15/06/2015	Pedro Sanches	Desenho N°	Escala: 1:10
	Desenhou	15/06/2015	Pedro Sanches	DES – M06	
	Reviu				
	Verificou				
	Aprovou			Substitui:	
				Subs. por:	



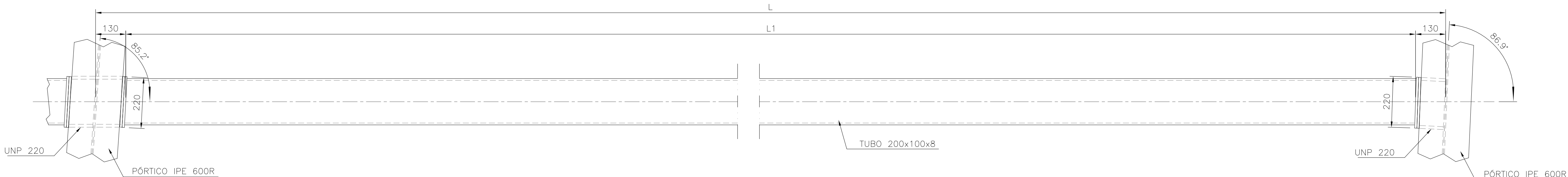
MADRE TIPO MC1 α 3



MADRE TIPO MC4 α 13



MADRE TIPO MC14 α 23

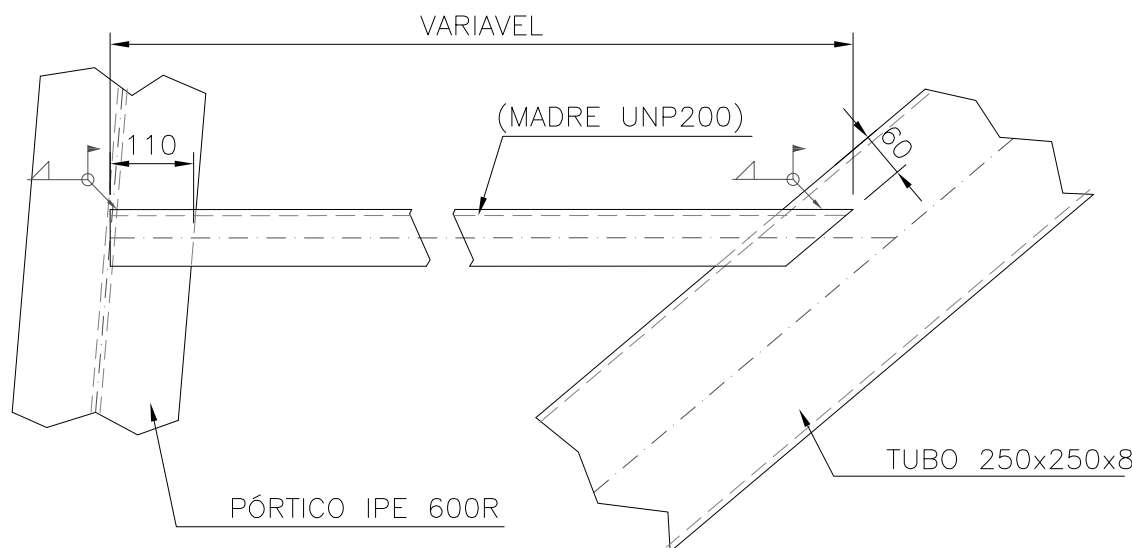


SOLDADURAS							
SIMBOLOGIA		PORMENOR		SIMBOLOGIA		PORMENOR	
Oficina	Montagem			Oficina	Montagem		
VERIFICAÇÃO DAS SOLDADURAS							
RX	por raio "x"						
US	por ultra sons						
SOLDADURAS EM GERAL							
		Z = 0,7 da menor espessura das peças a ligar					

QUADRO

MADRES	DIMENSÕES		QUANT.
	L	L1=L-260	
MC1	10418	10158	11
MC2	13892	13632	12
MC3	12042	11782	14
MC4	9957	9697	1
MC5	9553	9293	1
MC6	9149	8889	1
MC7	8745	8485	1
MC8	8340	8080	1
MC9	7936	7676	1
MC10	7532	7272	1
MC11	7444	7184	1
MC12	7039	6779	1
MC13	6737	6477	1
MC14	9692	9432	1
MC15	9765	9505	1
MC16	9837	9577	1
MC17	9909	9649	1
MC18	9982	9722	1
MC19	10054	9794	1
MC20	10126	9866	1
MC21	10142	9882	1
MC22	10214	9954	1
MC23	10287	10027	1

PORMENOR TIPO
(MADRES UNP 200)



A – MATERIAIS

ESTRUTURAS METÁLICAS:

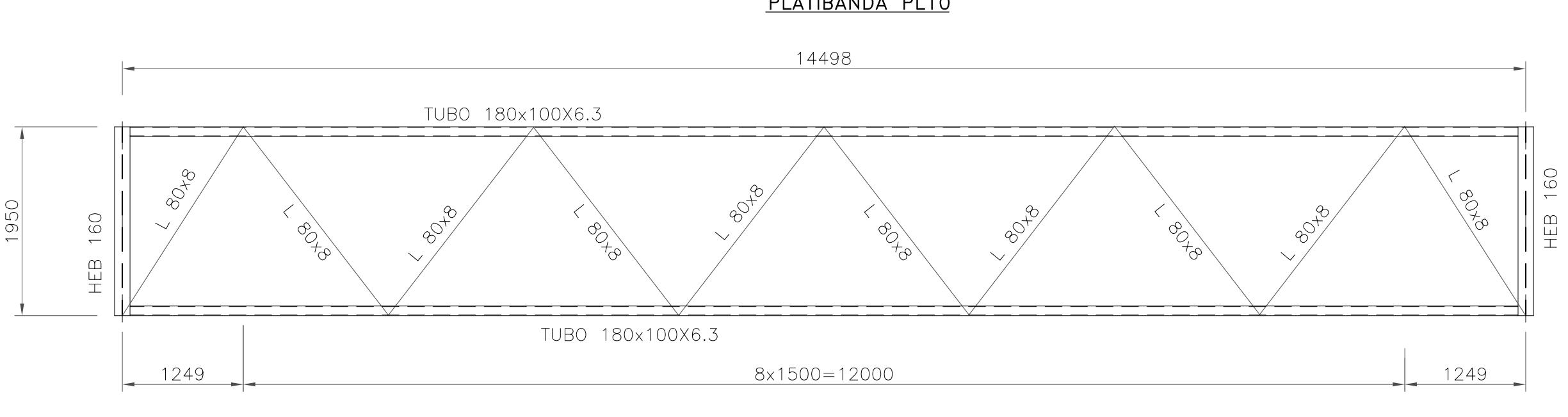
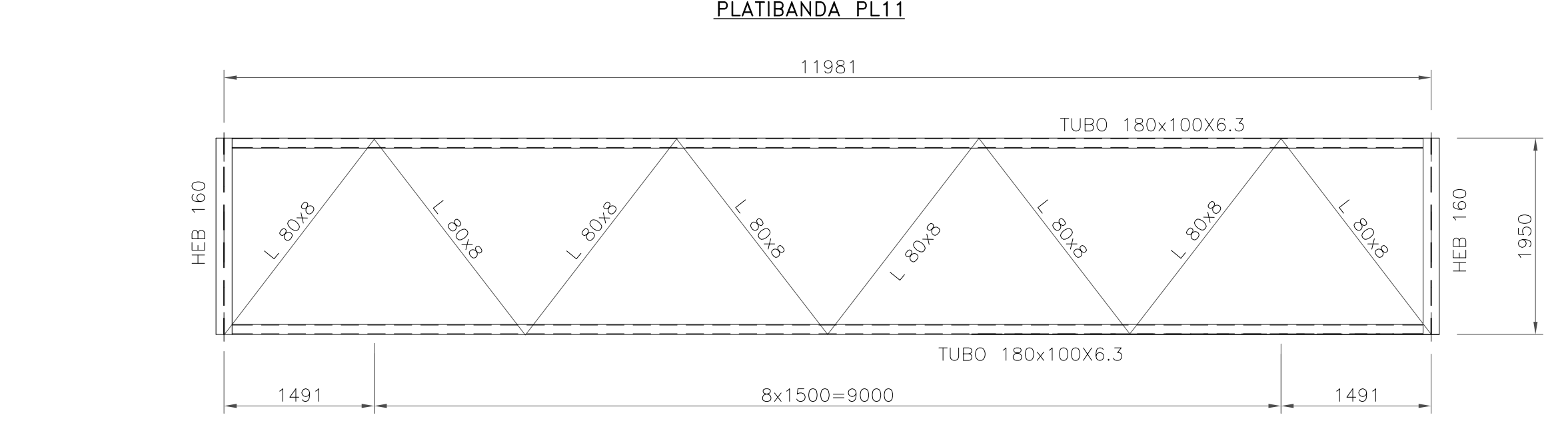
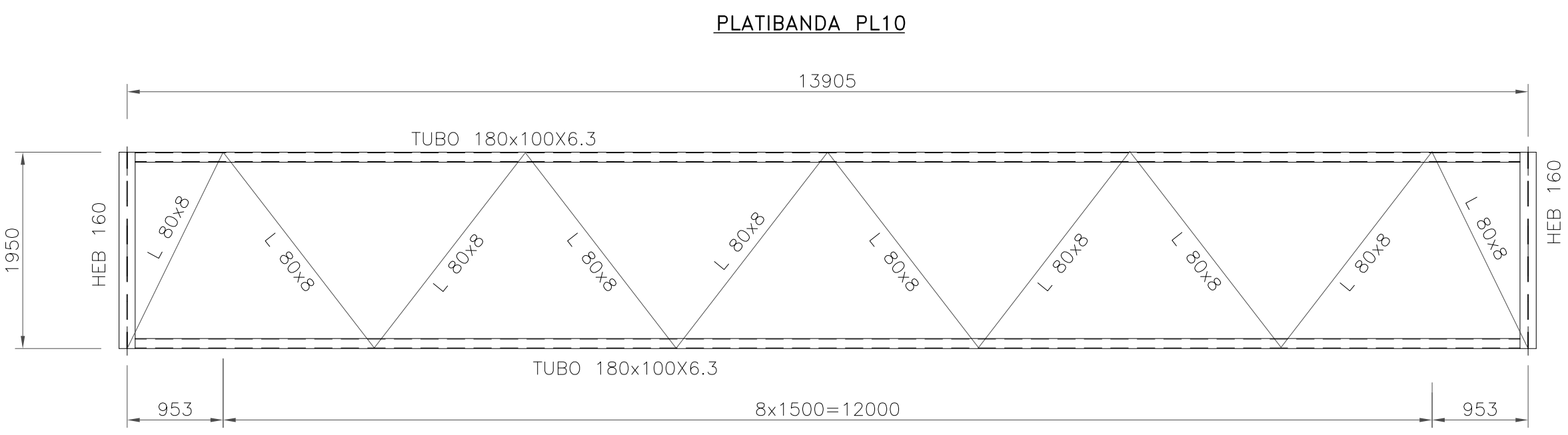
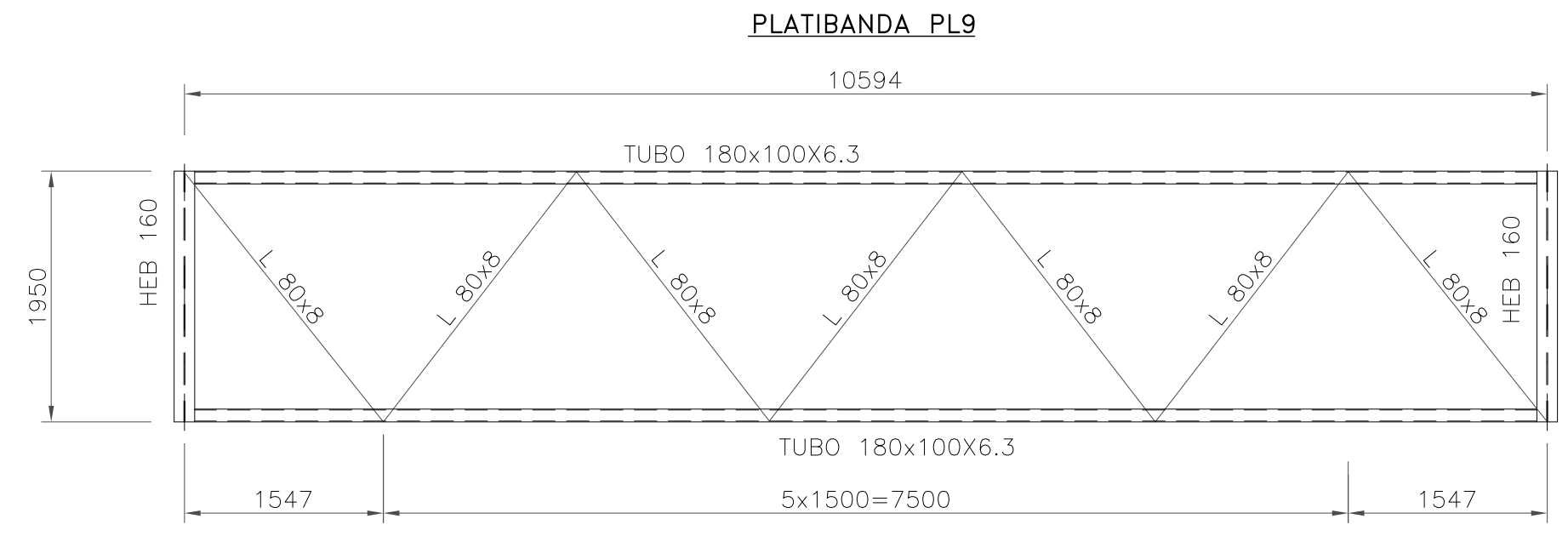
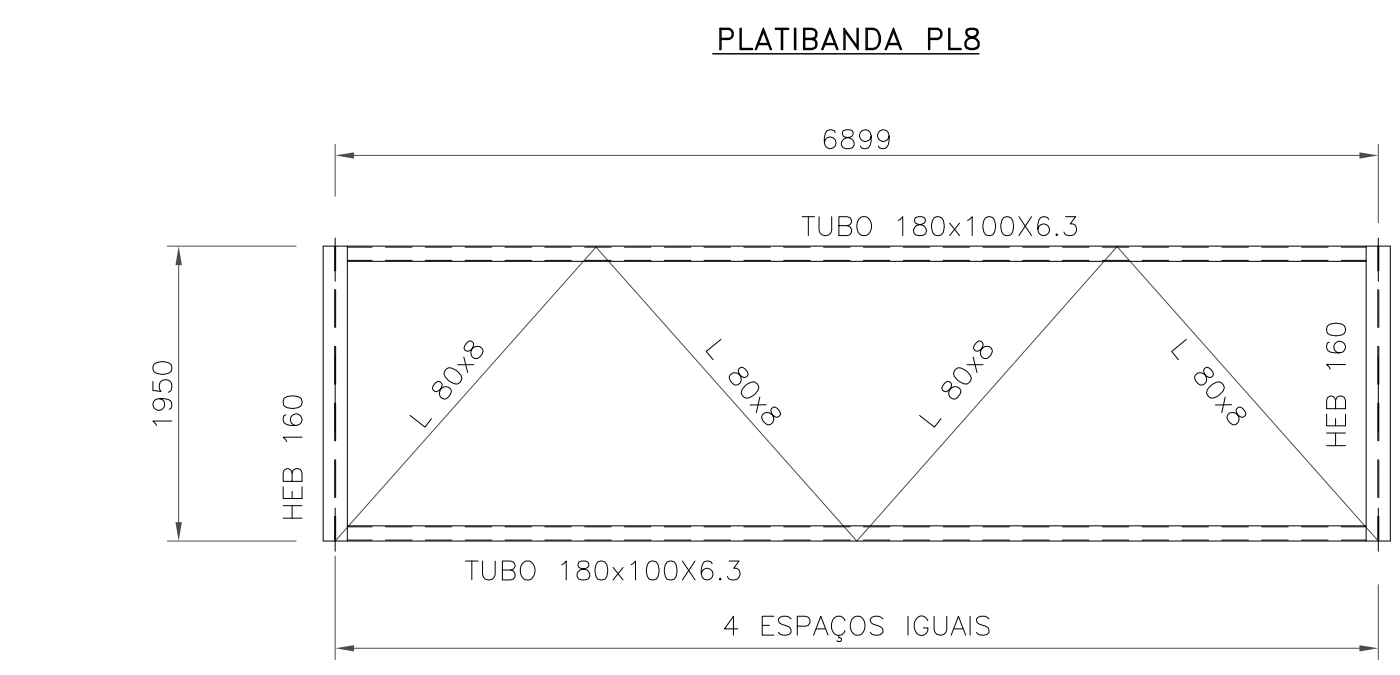
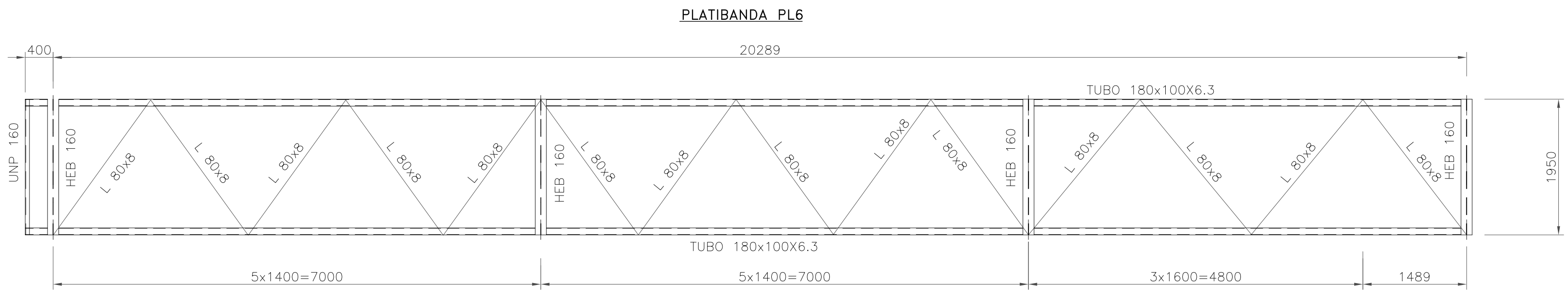
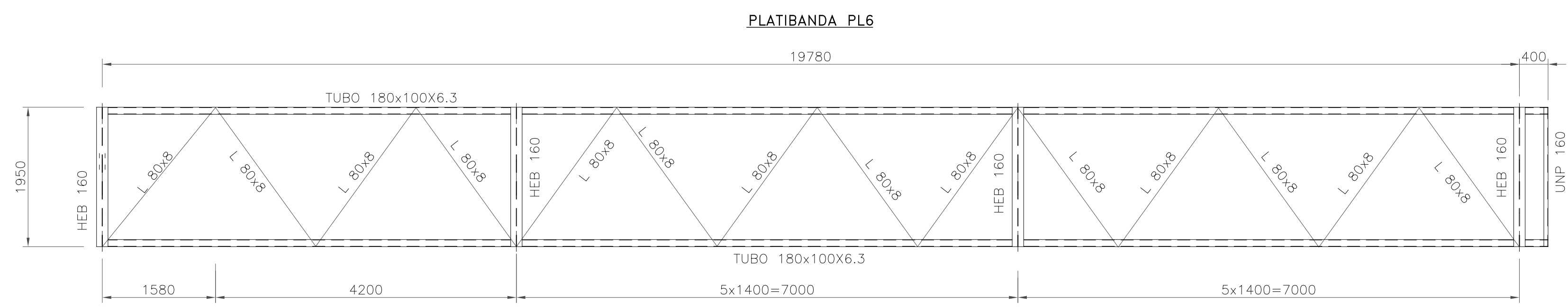
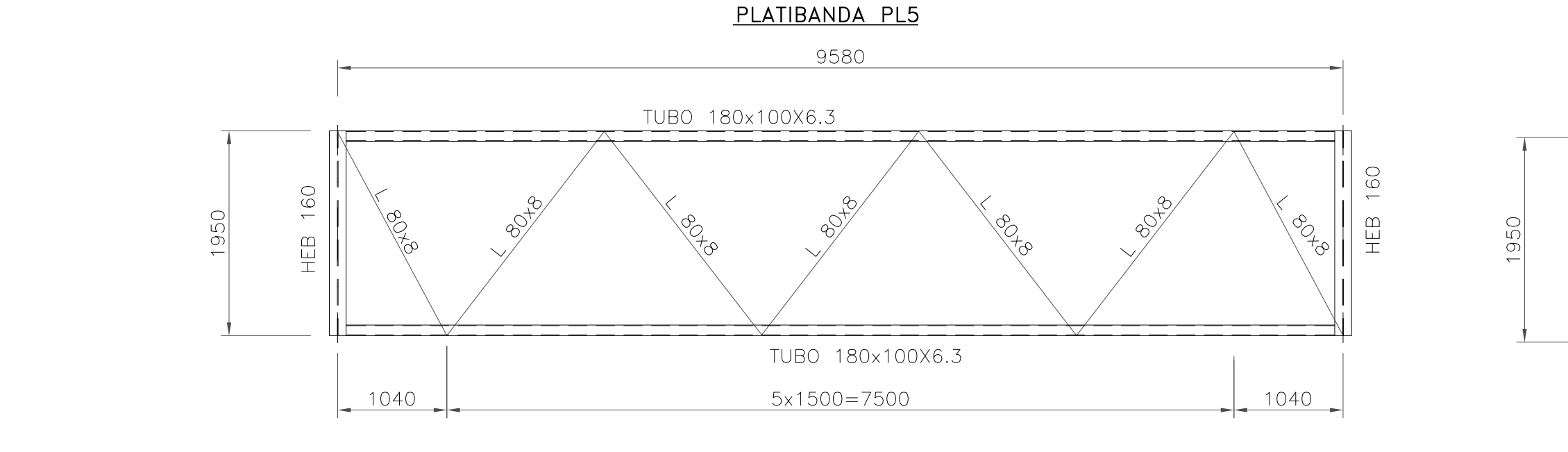
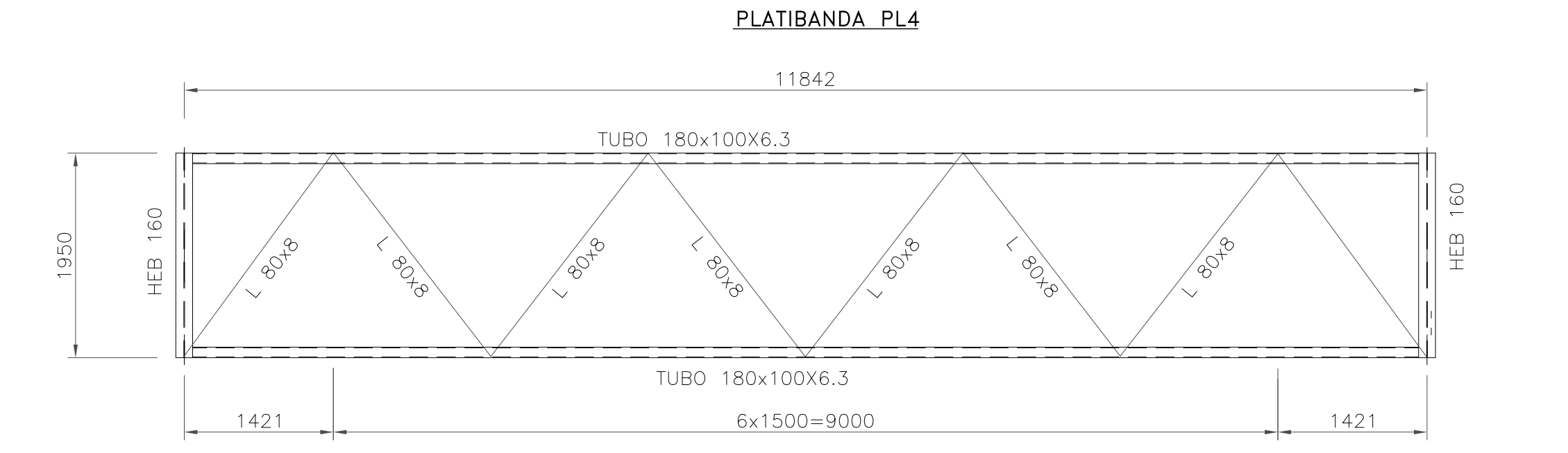
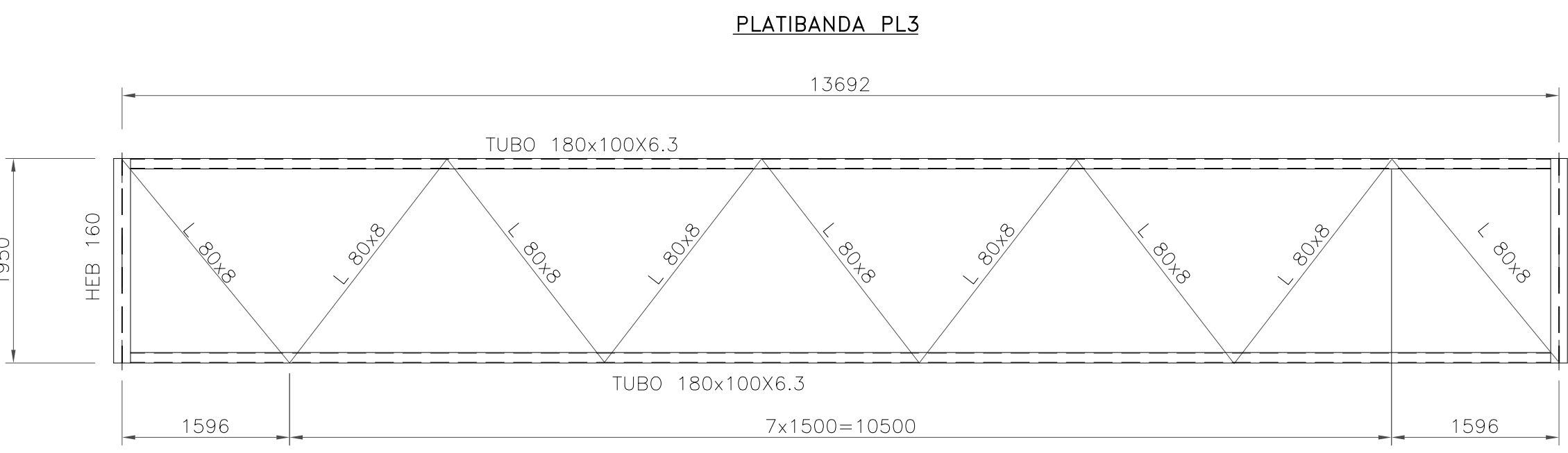
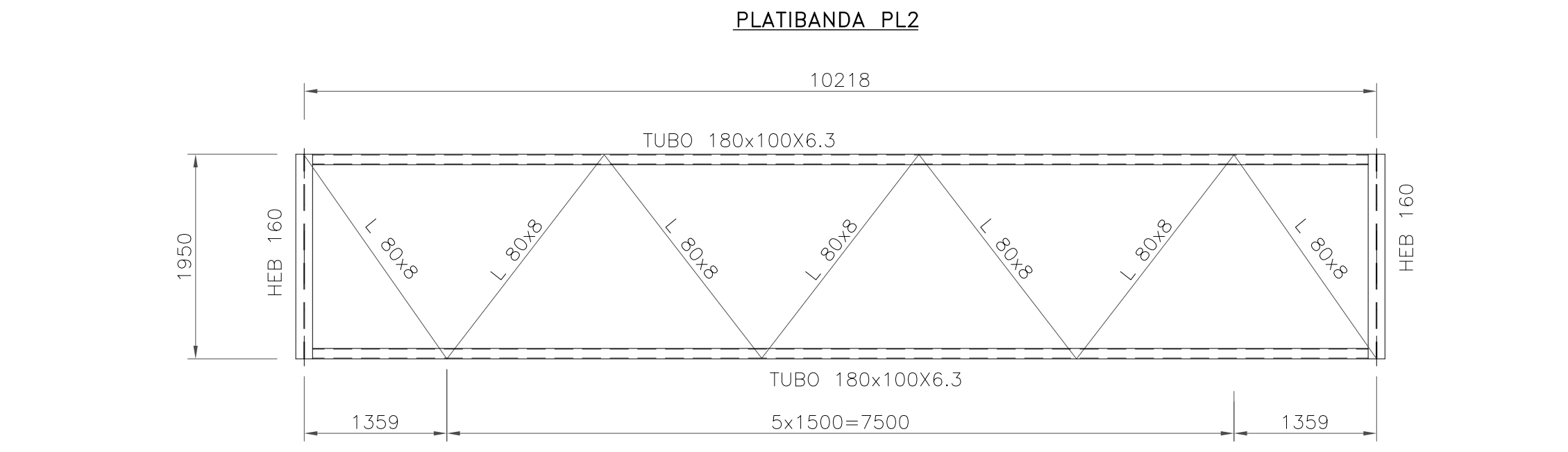
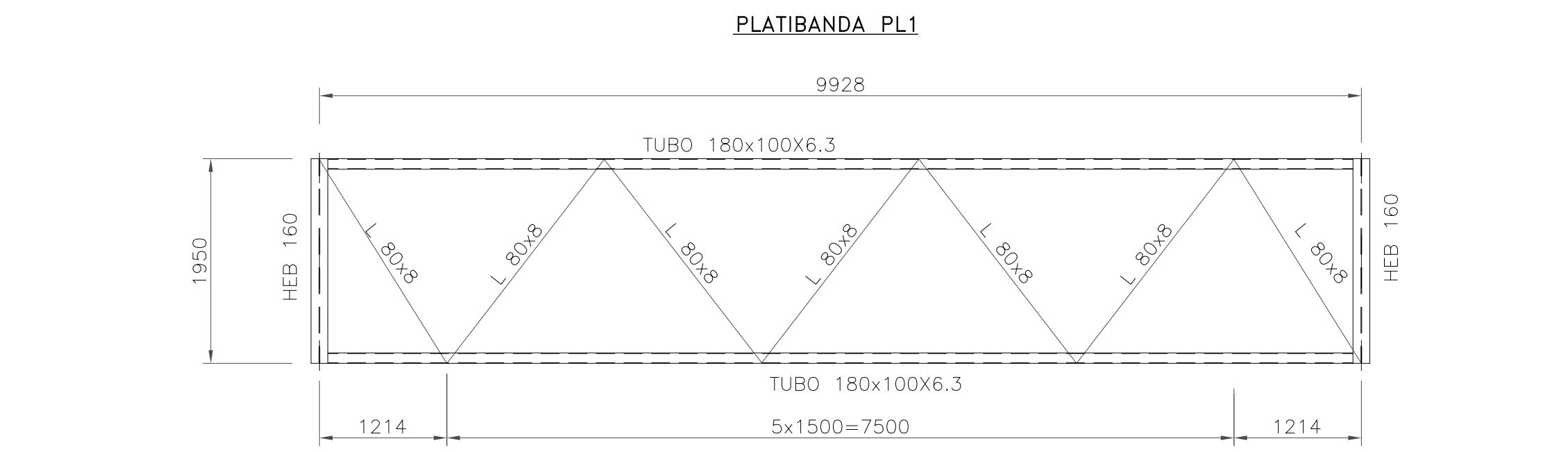
Perfis e restantes barras e chapas – Aço S275 JR – EN 10025
Tubos – Aço S275 J0H – EN10210
Parafusaria – classe 10.9
Os parafusos, porcas e anilhas serão galvanizados.

B – PROTECÇÃO CONTRA A CORROÇÃO DAS SUPERFÍCIES METÁLICAS

As superfícies exteriores das novas peças metálicas serão protegidas contra a corrosão através da execução da seguinte sequência de trabalhos:
Decapagem mecânica por projecção ao grau SA 2 ½.

de espessura.
Duas demãos de tinta de acabamento epoxídica com induto de poliamida com 2x100 micra de espessura.
Caso se venha a constatar a existência de várias superfícies de pintura danificadas após a conclusão da montagem será aplicada uma nova demão nas superfícies danificadas.

Índice	Alterações	Sigla	Data	Aprovado	
ARMAZÉM DOS BIGBAGS					
ANTEPROJECTO		ESTRUTURAS METÁLICAS – COBERTURA MADRES – CONJUNTO			
	Projectou	15/06/2015	Pedro Sanches	Desenho N°	1:10
	Desenhou	15/06/2015	Pedro Sanches	DES – M07	
	Reviu				
	Verificou				
	Aprovou				
				Substitui:	
				Subs. por:	



SOLDADURAS							
SIMBOLOGIA		PORMENOR		SIMBOLOGIA		PORMENOR	
Oficina	Montagem			Oficina	Montagem		
VERIFICAÇÃO DAS SOLDADURAS							
RX	por raio "x"						
US	por ultra sons						
SOLDADURAS EM GERAL							
				Z = 0,7 da menor espessura das peças a ligar			

A – MATERIAIS

ESTRUTURAS METÁLICAS:

Perfis e restantes barras e chapas – Aço S275 JR – EN 10025
Tubos – Aço S275 JOH – EN10210
Parafusaria – classe 10.9
Os parafusos, porcas e anilhas serão galvanizados.

B – PROTECÇÃO CONTRA A CORROSÃO DAS SUPERFÍCIES METÁLICAS

As superfícies exteriores das novas peças metálicas serão protegidas contra a corrosão através da execução da seguinte sequência de trabalhos:
Decapagem mecânica por projecção ao grau SA 2 ½.
Uma demão de primário de epoxy rico em pó de zinco (Zn>90%) com 60 micra de espessura.
Duas demãos de tinta de acabamento epoxídica com induto de poliamida com 2x100 micra de espessura.
Caso se venha a constatar a existência de várias superfícies de pintura danificadas após a conclusão da montagem será aplicada uma nova demão nas superfícies danificadas.

Índice	Alterações	Sigla	Data	Aprovado	
ARMAZÉM DOS BIGBAGS					
ANTEPROJECTO		ESTRUTURAS METÁLICAS PLATIBANDAS PL1 a PL12 – CONJUNTO			
	Projectou	15/06/2015	Pedro Sanches	Desenho N°	Escalas: 1: 50
	Desenhou	15/06/2015	Pedro Sanches	DES – M08	
	Reviu				
	Verificou				
	Aprovou				
				Substitui:	
				Subs. por:	

[illegible]

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Aços, in Materiais de Construção – Guia de Utilização, Editora: Loja da imagem, 2005;
- [2] ANDROIC, Boris ; DZEBA, Ivica ; DUJMOVIC, Darko – International Structural Steel Sections : Design Tables According to Eurocode 3. 1st edition Berlin: ERNST & SOHN, 2000;
- [3] Apontamentos do curso de Mestrado em Construções Metálicas e Mistas, Universidade de Coimbra;
- [4] ARBED GROUP – Profil Arbed, Edition 3-2001;
- [5] BRAGA, Thomaz dos Mares Guia. Cronologia do uso dos metais;
- [6] BROZZETTI, Jacques; HIRT, Manfred A. ; BEZ Rolf – Complément au Traité de Génie Civil - Construction Métallique: Exemples numériques adaptés aux Eurocodes. Première édition Lausanne: PRESSES POLYTECHNIQUES ET UNIVERSITAIRES ROMANDES;
- [7] BOWLES, Joseph ; P.E. ; S.E – Foundation Analysis and Design, 2nd Edition;
- [8] CAMOTIM, Dinar; CILMAR, Basaglia; SILVESTRE, Nuno: Disciplina de estruturas metálicas e mistas – Apontamentos de estruturas metálicas, Lisboa, Setembro de 2010;
- [9] CAMPOS, André Pitaça – Dimensionamento de um Silo em Betão Armado para a stockagem de Cimento em Fundações Indirectas, Trabalho Final de Mestrado, Maio de 2011;
- [10] CANDEIAS, Miguel – Projecto de Fundações e Estrutura de um Edifício destinado a um Pavilhão Gimnodesportivo, Fevereiro 2012;
- [11] COELHO, Silvério – Tecnologias de Fundações, Edições E.P.G.E., 1996;
- [12] CORREIA, Daniel – Dimensionamento de um edifício misto de recepção de areias e pirites, Fevereiro 2015;
- [13] DELGADO, Pedro – Dimensionamento de um pavilhão industrial misto com fundações indirectas, Dezembro 2014;

- [14] EN 1536:1999;
- [15] FARINHA, J.P. Brazão ; FARINHA, M. Brazão ; REIS, A. Correia – Tabelas Técnicas, 2008;
- [16] Folhas da disciplina de Estruturas de Suporte de Fundações II, ISEL;
- [17] GARDNER, L.; NETHERCOT, D.A. – Designers' Guide to EN 1993-1-1: Eurocode 3, Design of Steel Structures. Haig Gulvanessian, 2005;
- [18] GORGULHO, Prof. António Sousa – Folhas da disciplina de Betão Estrutural II, versão actualizada segundo o EC2;
- [19] GORGULHO, António – Apontamentos do curso de formação de introdução ao Eurocódigo 2, 2014;
- [20] GREINER R, LECHNER A, KETTLER M, JASPART J-P, WEYNAND K, ZILLER C, OERDER R, HERBRAND M, SIMÕES da Silva L e DEHAN V. (2011), "Design guidelines for cross-section and member design according to Eurocode 3 with particular focus on semi-compact sections", Valorisation Project SEMICOMP+: "Valorisation action of plastic member capacity of semi-compact steel sections – a more economic approach", RFS2-CT-2010-00023, Brussels.
- [21] GUY, Prof de Castro – Memória nº743 do LNEC;
- [22] JACINTO, Luciano – Apontamentos do curso de formação de introdução ao EC0 e EC1, 2014;
- [23] LIM, J., KING, C., RATHBONE, A., DAVIES, J., EDMONDSON V., (2005). *Eurocode 3 and the in-plane stability of portal frames*. The Structural Engineer, Vol. 83. No 21, 01/11/05.
- [24] MOREL, Jean – Calcul des structures métalliques selon L' Eurocode 3. 4ª ed. Paris: EYROLLES, 1999;
- [25] NP EN 206;

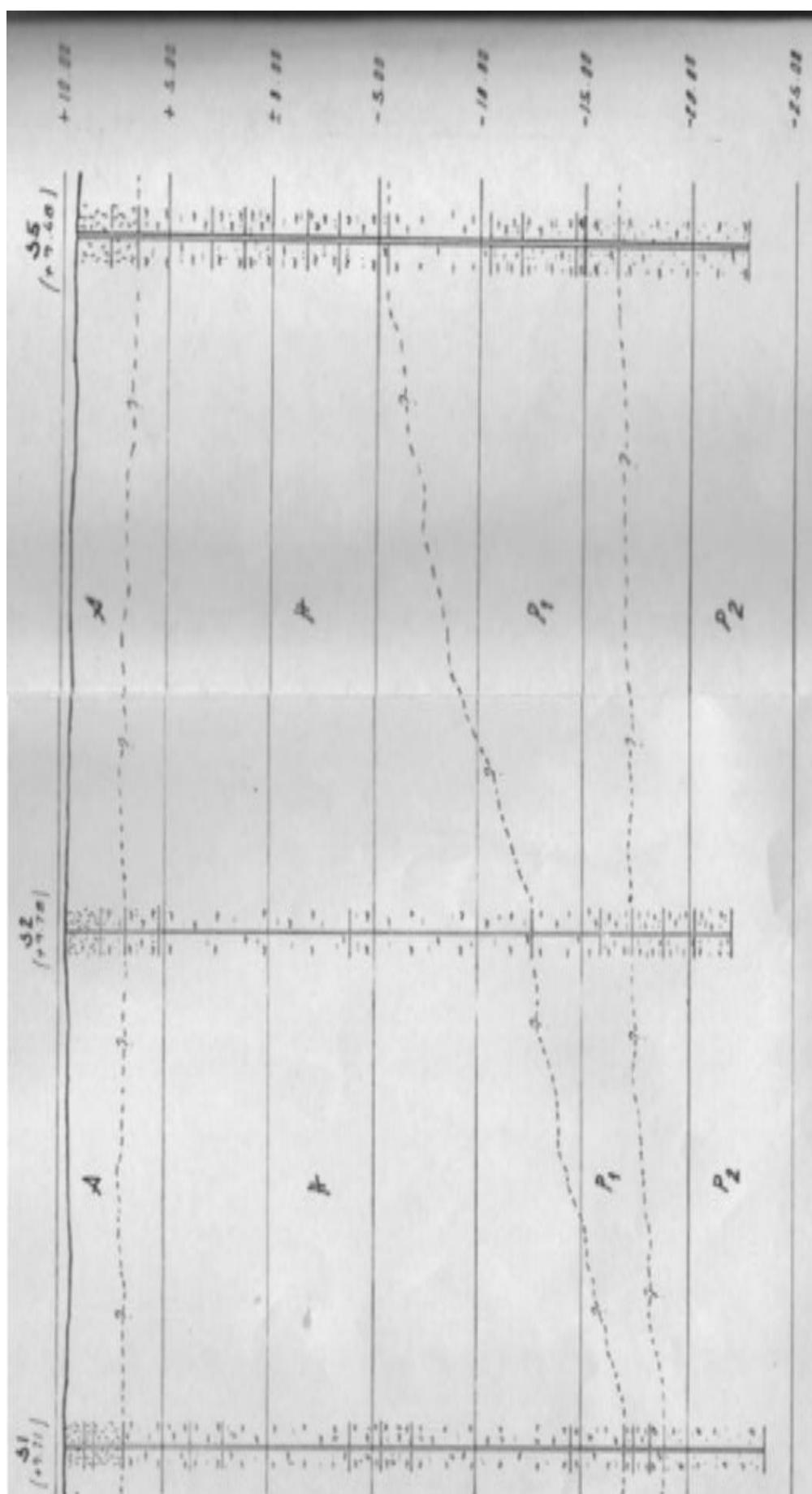
- [26] NP EN 1990:2009 - Bases para o projeto de estruturas;
- [27] NP EN 1991-1-1:2009 - Ações em estruturas. Parte 1-1 Ações gerais;
- [28] NP EN 1991-1-4:2010 - Ações em estruturas. Parte 1-4 Ações do vento;
- [29] NP EN 1991-1-5:2009 - Ações em estruturas. Parte 1-5 Ações térmicas;
- [30] NP EN 1992-1-1:2010 - Projeto de estruturas de betão. Parte 1-1 Regras gerais e regras para edifícios;
- [31] NP EN 1993-1-1:2010 - Projeto de estruturas de aço. Parte 1-1 Regras gerais e regras para edifícios;
- [32] NP EN 1997-1:2010 - Projeto geotécnico. Parte 1 Regras gerais;
- [33] NP EN 1998-1:2010 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1 Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios;
- [34] SILVA, Tiago – Dimensionamento dos Elementos Constituintes de uma Estrutura Espacial em Aço, Trabalho Final de Mestrado, Maio de 2011;
- [36] SIMÕES, Rui – Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas, CMM, 1ª e 3ª Edições;
- [37] Steel Buildings in Europe, Single-storey Buildings. Part 4: Detailed Design of Portal Frames (European project: "Facilitating the market development for sections in industrial halls and low rise buildings (SECHALO) RFS2-CT-2008-0030")
- [38] Tabelas e Ábacos de dimensionamento de elementos de Betão Armado, IST;
- [39] VAZ, Carlos Trancoso – Folhas da disciplina de Betão Estrutural I, 1º Semestre Lectivo de 2009/2010;
- [40] VIEIRA, José – Dimensionamento de um Pavilhão Misto, Trabalho Final de Mestrado, Janeiro 2013;

[41] VISEU, Santos – Apontamentos do curso de formação de introdução à NP EN 1993-1-1:2010, 2014;

ANEXOS

ANEXO I

Corte geológico com ensaio SPT



DESENHADO VERIFICADO	<i>Alc. Jt.</i> <i>AO.</i>	CIMPOR, E. P. PROSPECÇÃO GEOT. P/ ESTUDO FUNDAÇÕES DE UM SILO P/ CIMENTO, 6000 M ³ . ALHANDRA		CONSTRUÇÕES TECNICAS, S.A.		SERVIÇOS TÉCNICOS	
DATA	98.12	ALHANDRA		DESENHO N: 63725-M4			
ESCALA	1:100	GRÁFICO DA SONDAGEM N-2					

SIMB.	Nº AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO DO TERRENO	ESP	PROF	COTA	N A	ENSAIOS		DIVERSOS	A
							Nº P. P. C. S. P. T.	Penetração (cm)		
				0.00	+9.78					
		ATERRO ARENO - SILTO - PEDREGOSO, ACINZ.	1.70							
				1.70						
		AREIA BASTANTE ARGILOSA COM SEIXO, ACIST. (ATERRO)	1.20	2.00			2	6		
				2.90						
		LOSO SILTO - ARGILOSO, CAST - ESC. E CINZ. - ESC.	1.60	3.00		N.A.	1	4		
				4.50						
				6.00						
				7.50						
		LOSO I SILTOSO, CINZ. - ESC.	9.00	9.00						
				10.50						
				12.00						
				13.50						
				15.00						
				16.50						
				18.00						
		LOSO, POR VEZES LEVEM SILTOSO, CINZ. - ESC.	8.70	19.50						
				21.00						
				22.20						
				22.50			6	23		

			22.20		6	23	
			22.50				
P ₁	ARGILA, ESVERA.	3.30	24.00		8	29	
			25.50		9	36	
	ARGILA SILTOSA, UM POUCO ARENOSA, AMAREL.	1.50	27.00		20	60	(220cm)
	ARGILA SILTO-ARENOSA, ACINZ.	1.50	28.50		24	68	(250cm)
P ₂	ISEM, ACINZ. E AMAREL.	1.50	30.00		25	60	(200cm)
	AREIA SILTO-ARGILOSA, AMAREL ACINZ.	1.84	31.50		27	68	(200cm)
			31.84				
<p align="center"><u>CONVENÇÕES</u></p> <p>A - ACTUAL</p> <p>H - HOLOCÉNICO (QUATERNÁRIO)</p> <p>P₁ } PLIOCÉNICO</p> <p>P₂ }</p>							

N.A. - NÍVEL AQUIFERO

M. - MOLINETE

P. - PERMEABILIDADE

A. - AMOSTRAS

I - AMOSTRADOR DE TUBO ABERTO

II - AMOSTRADOR OSTERBERG

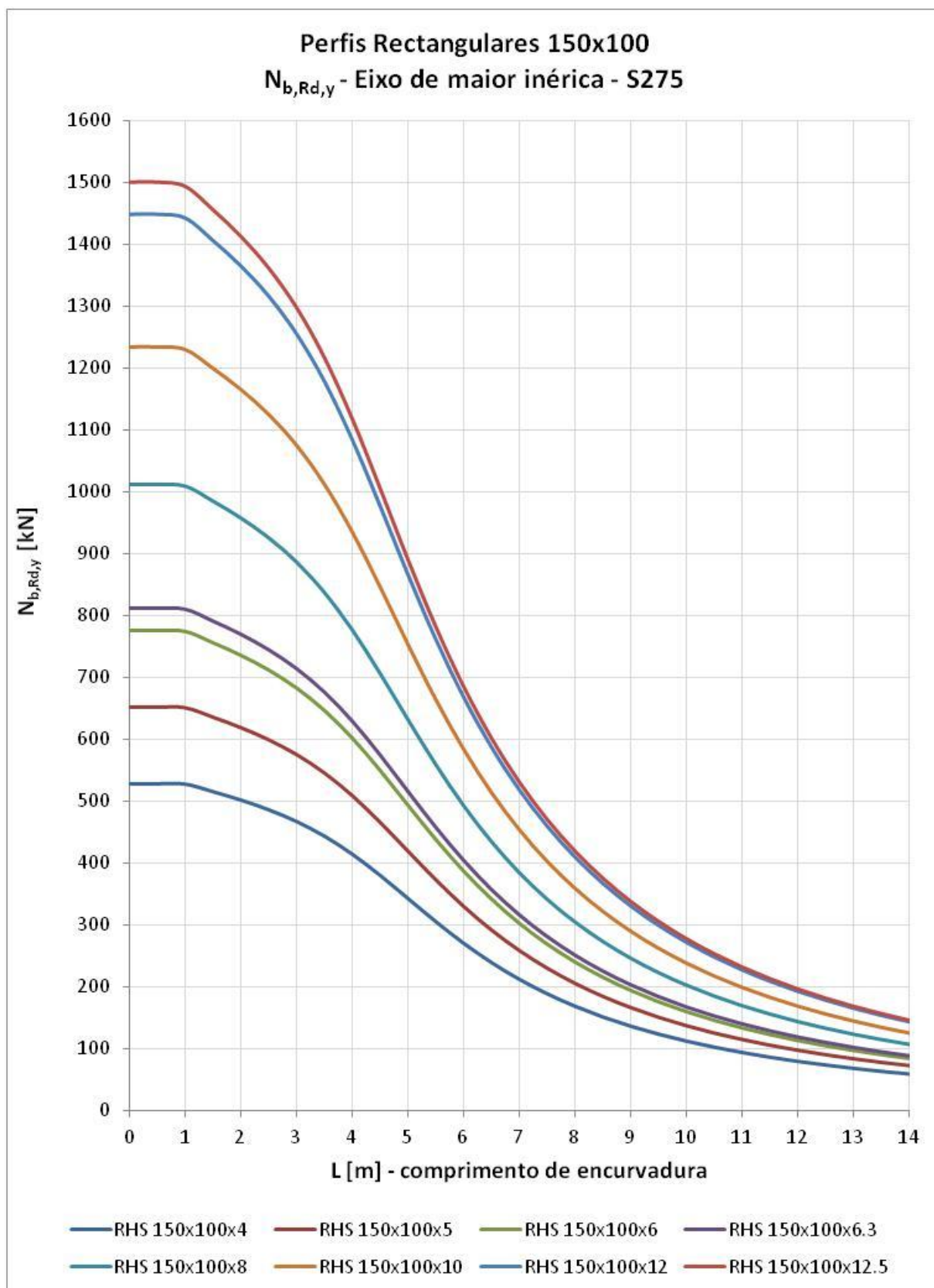
A.G. - ÁGUA SUBTERRÂNEA

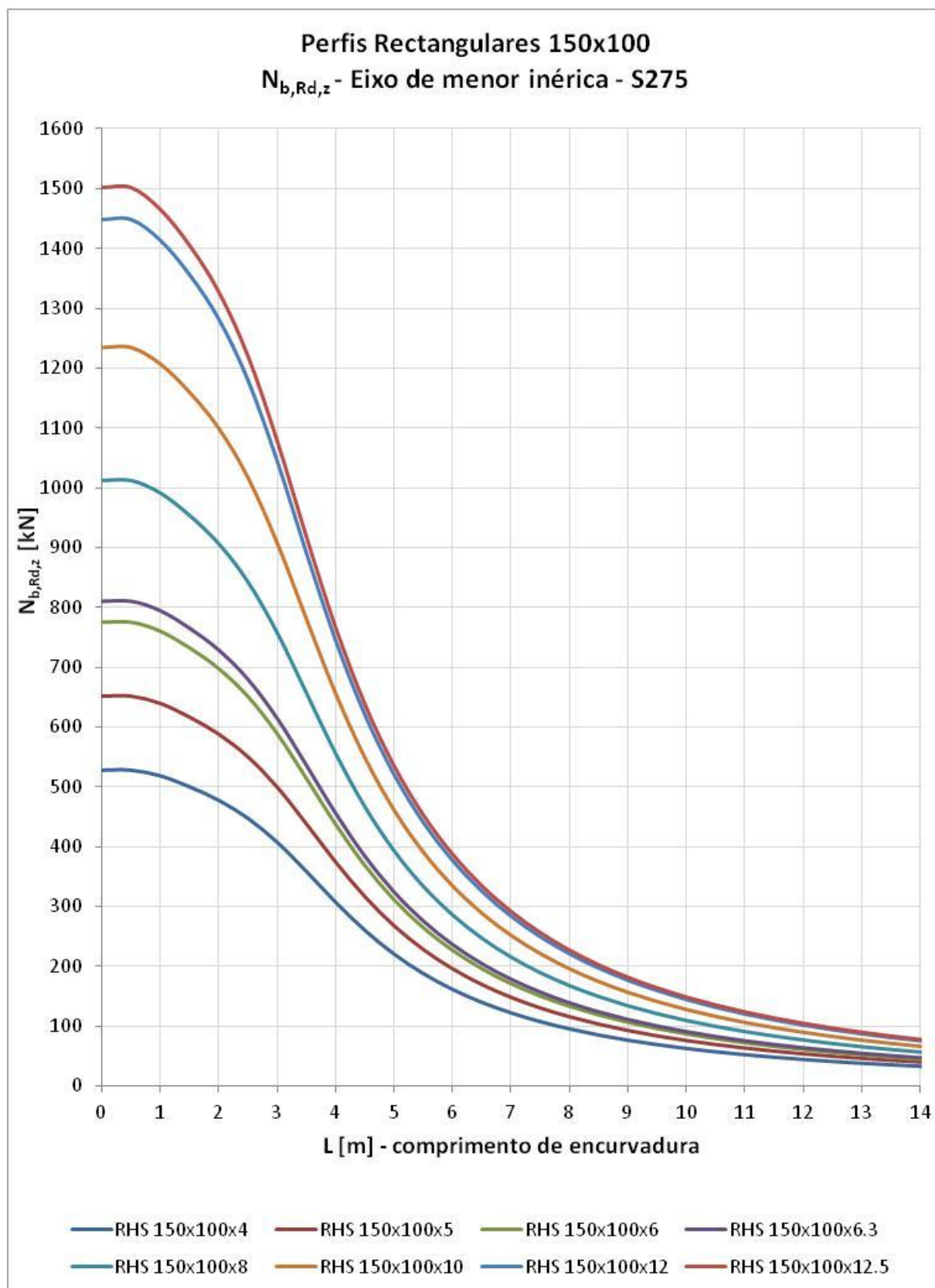
PARA CONVENÇÕES

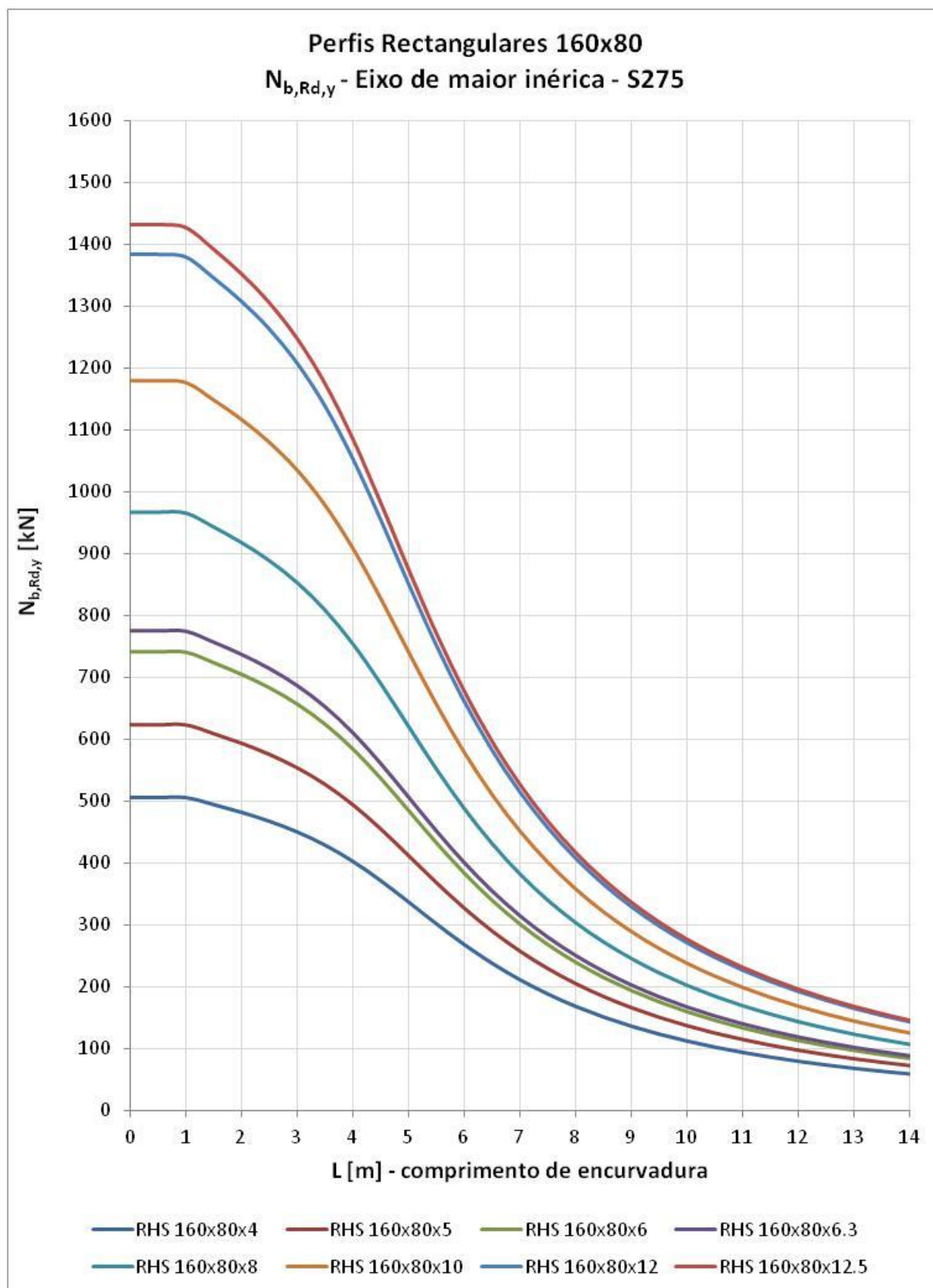
VER DESENHO N.º

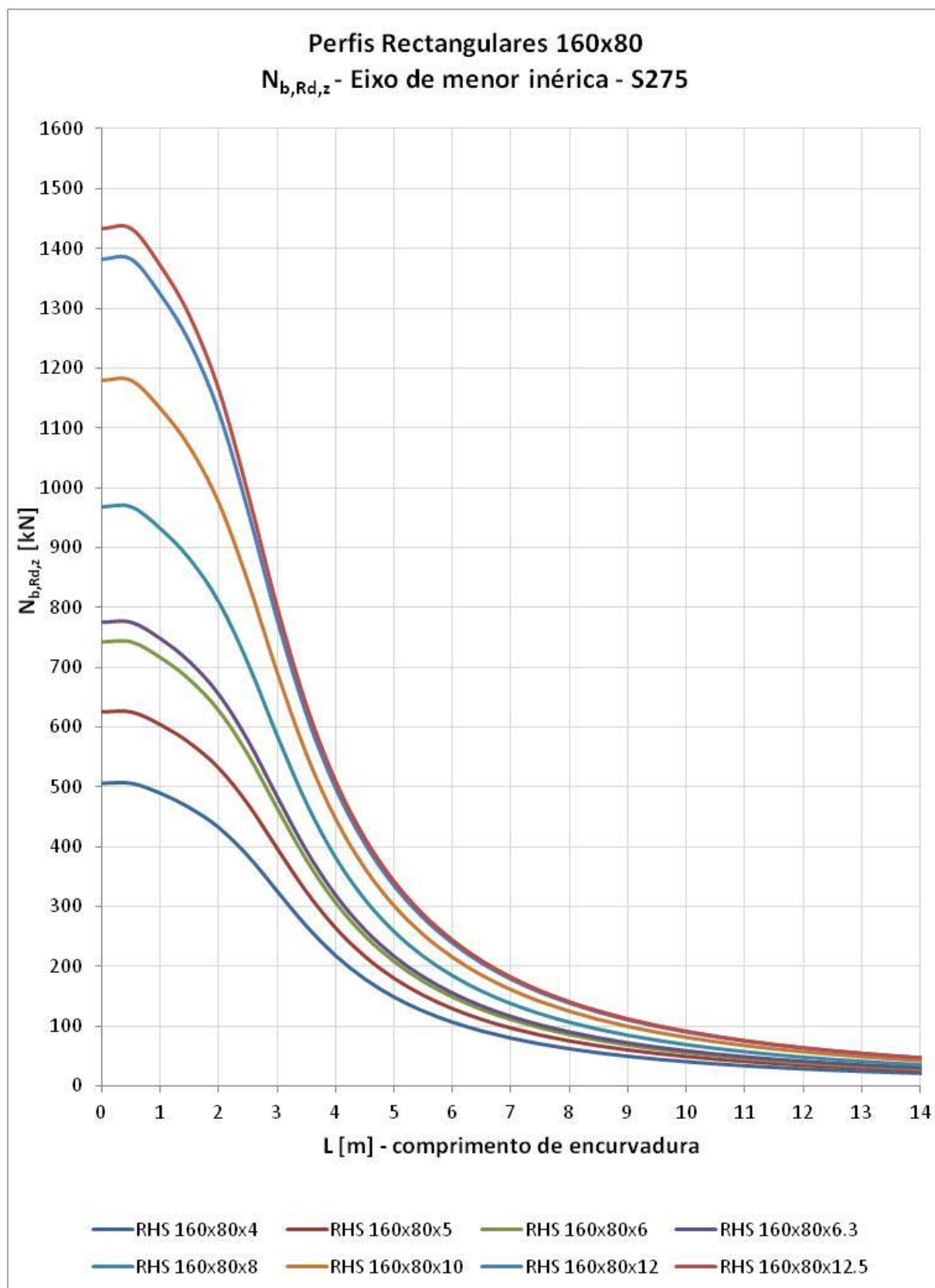
ANEXO II

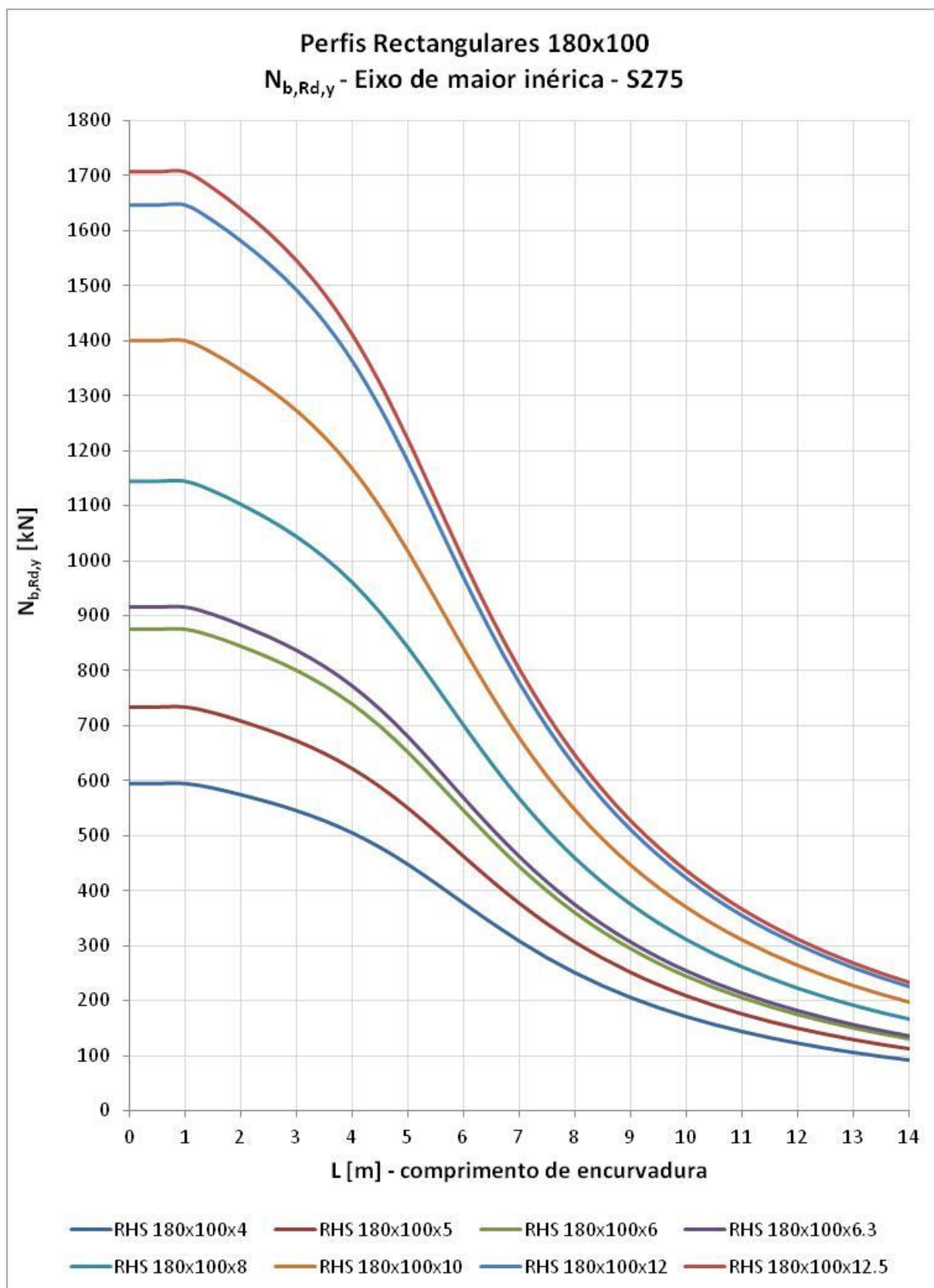
Ábacos de Dimensionamento

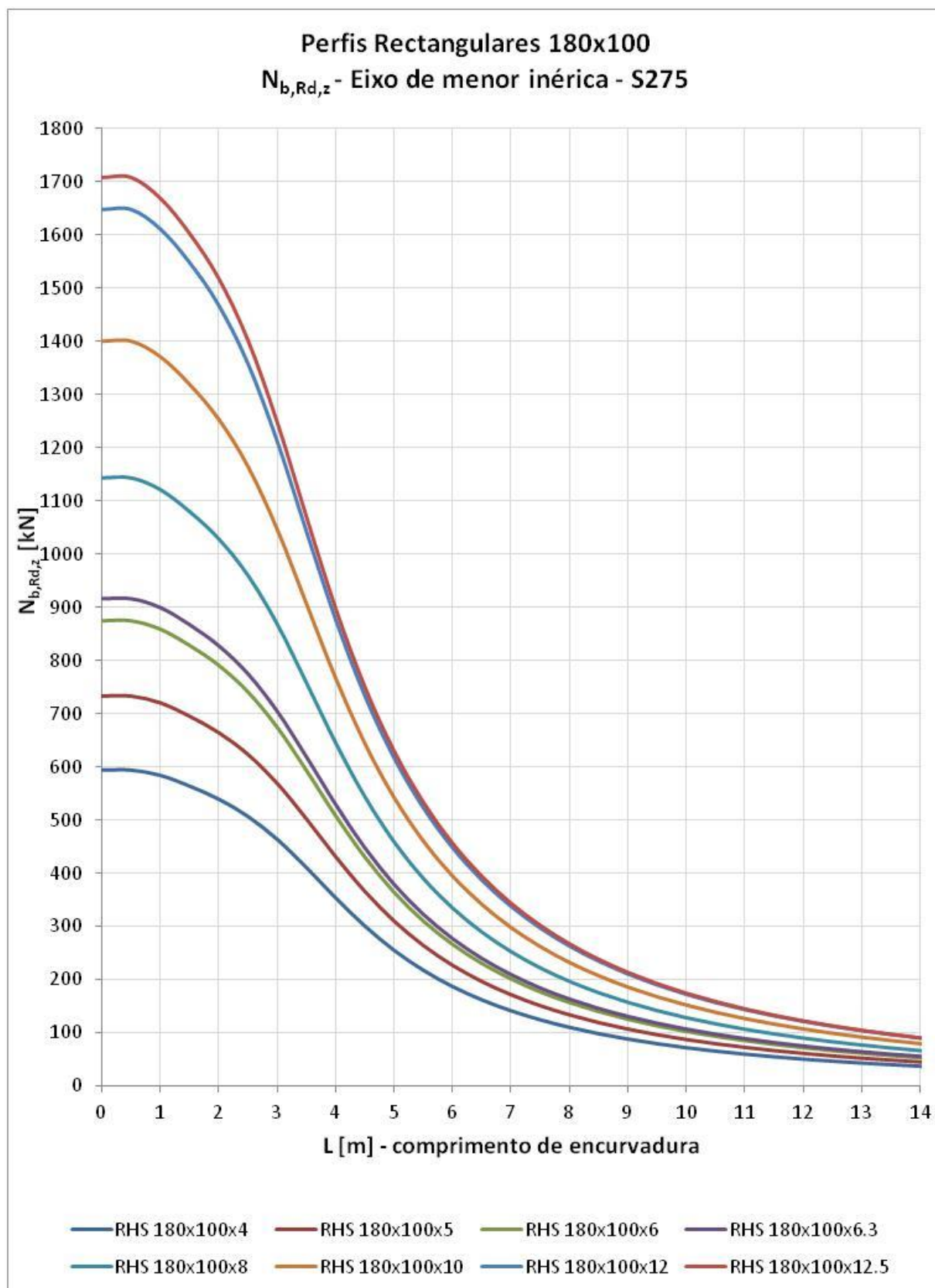


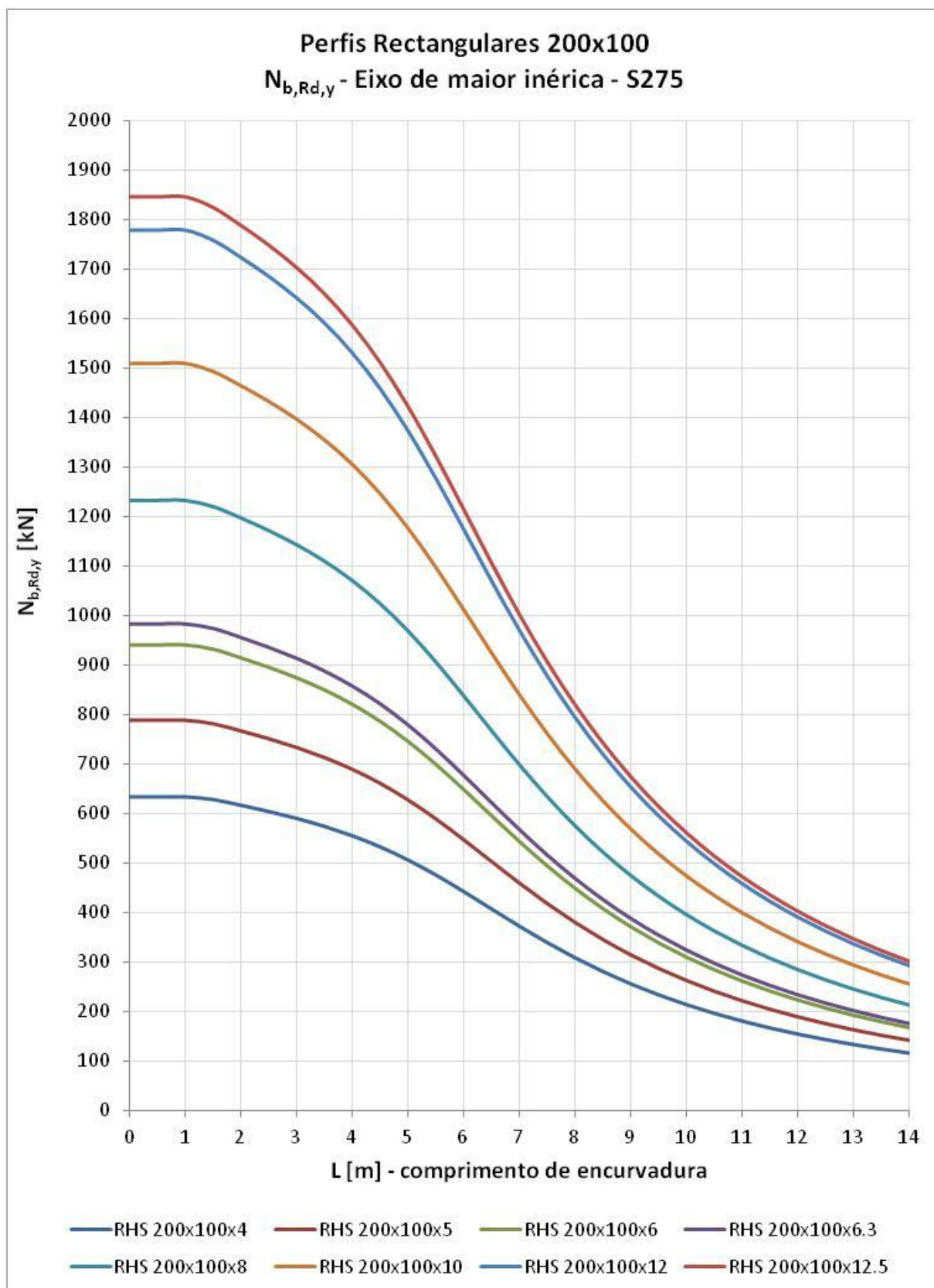


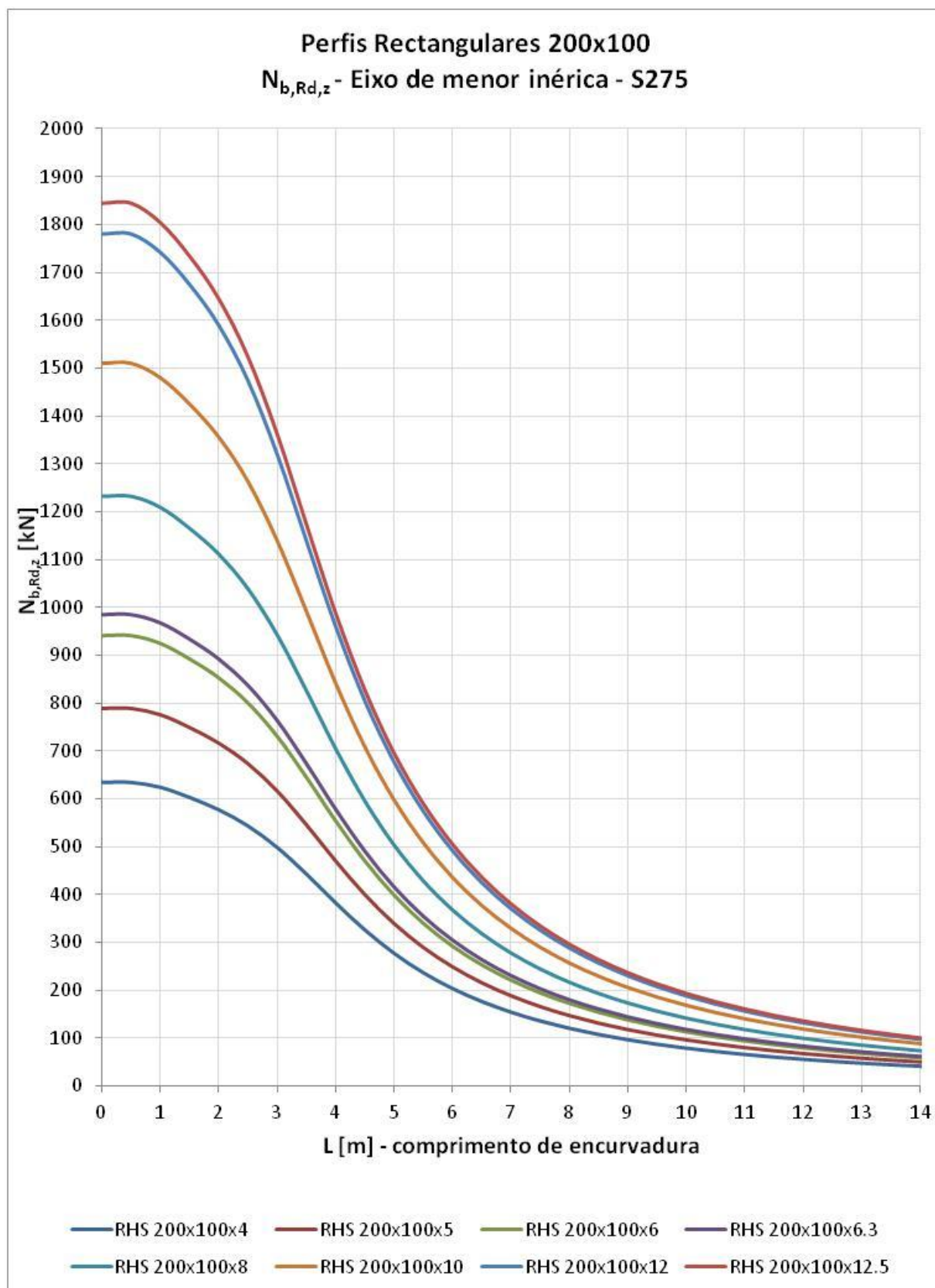


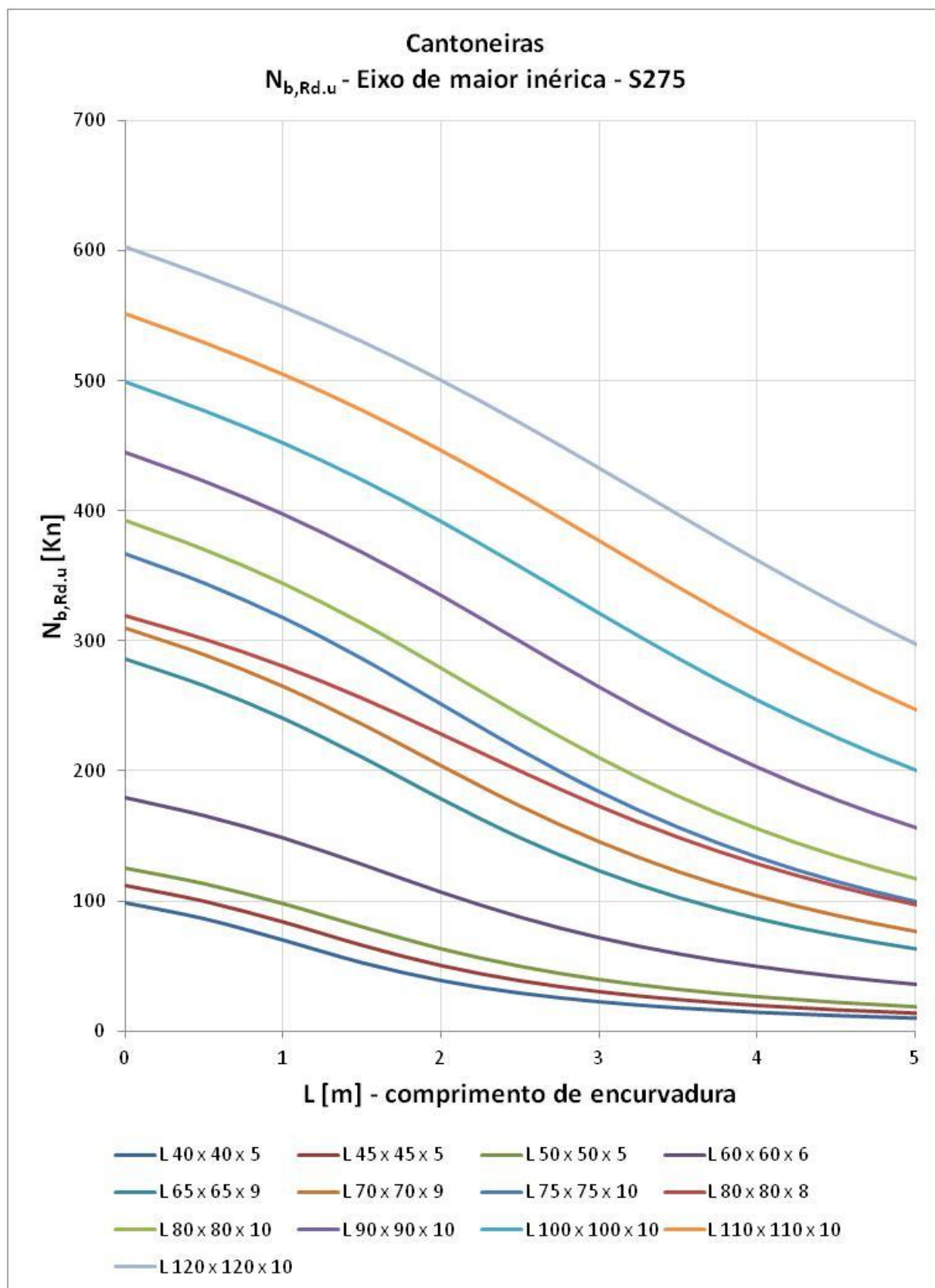


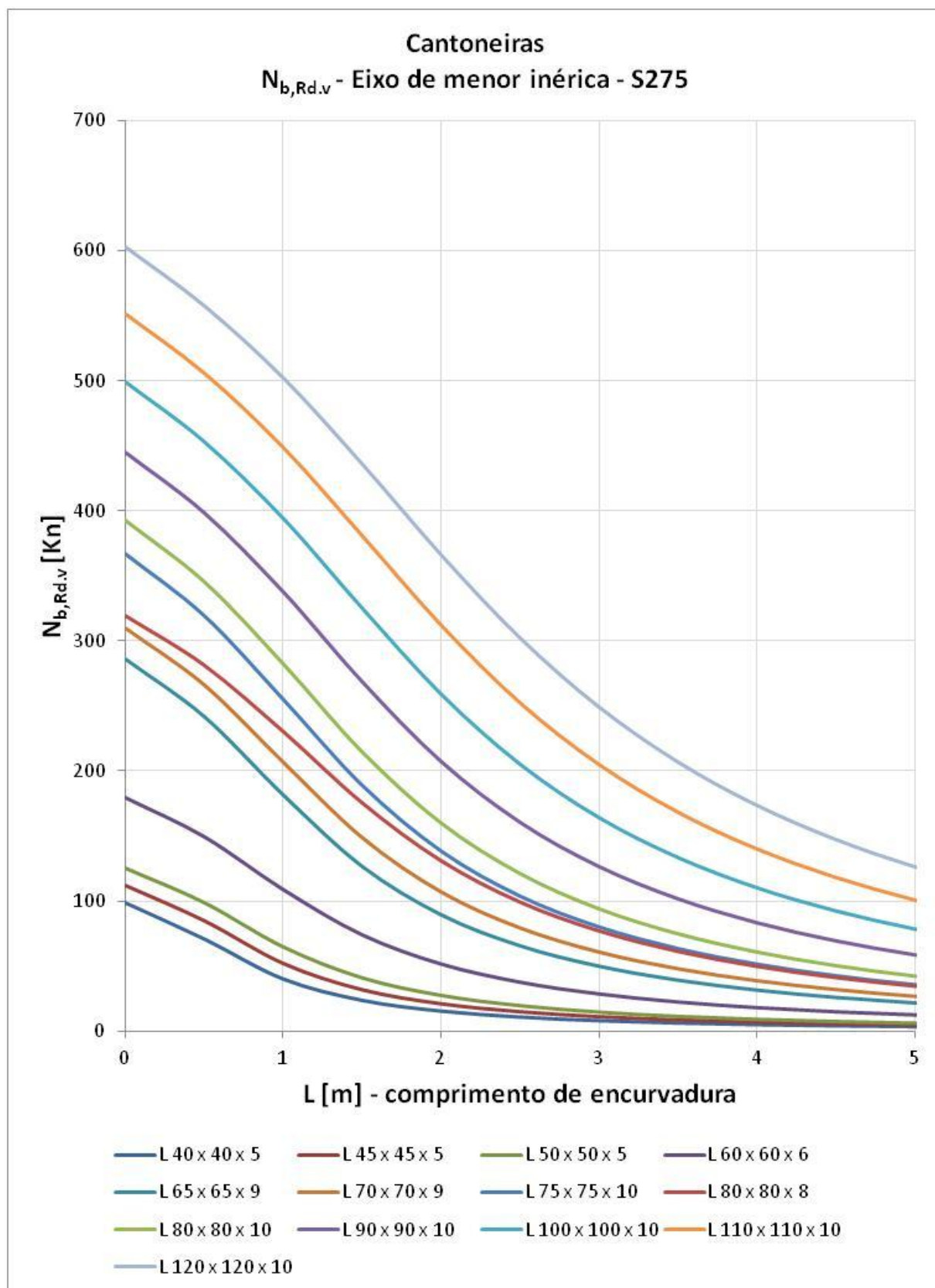


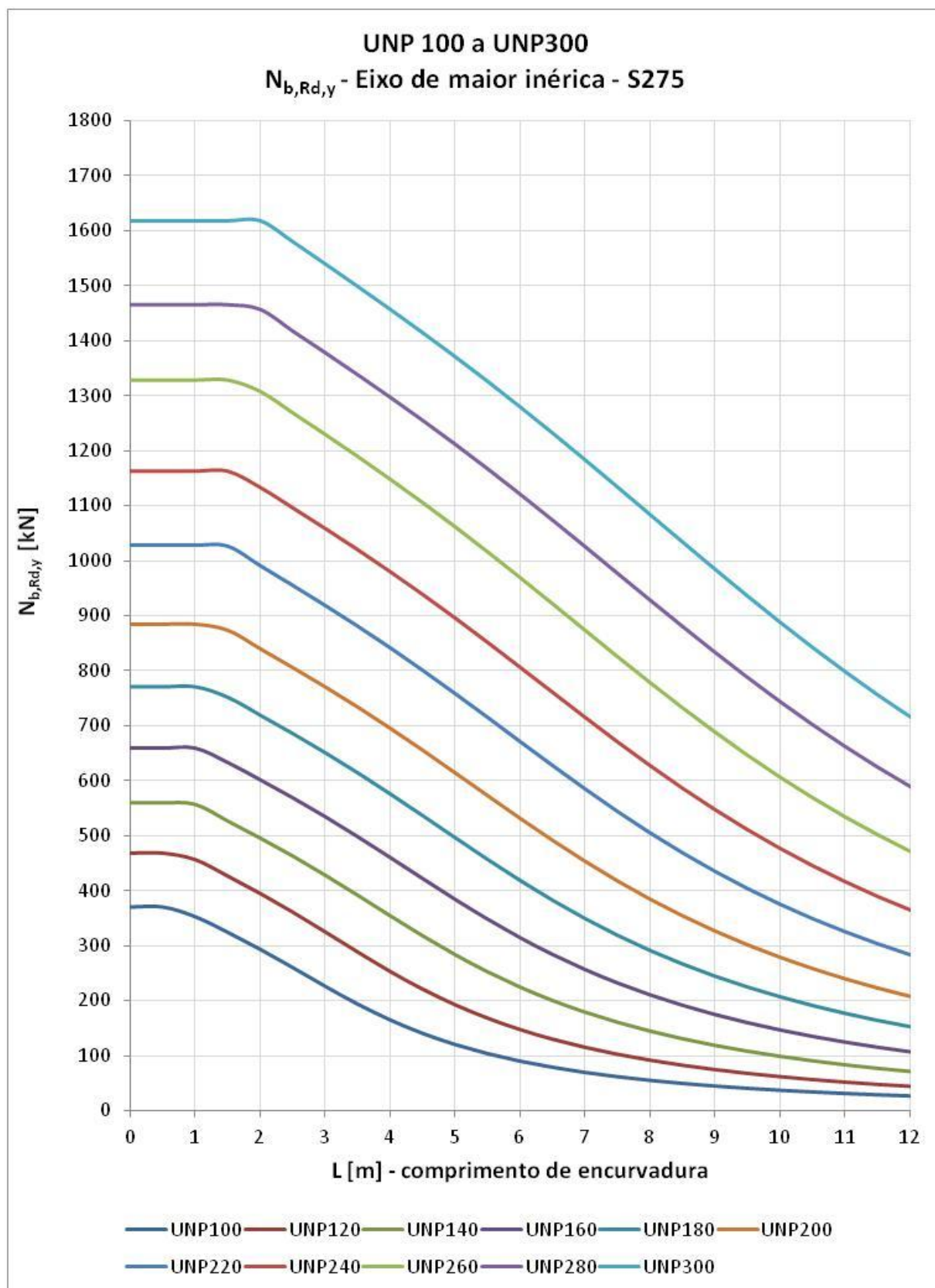


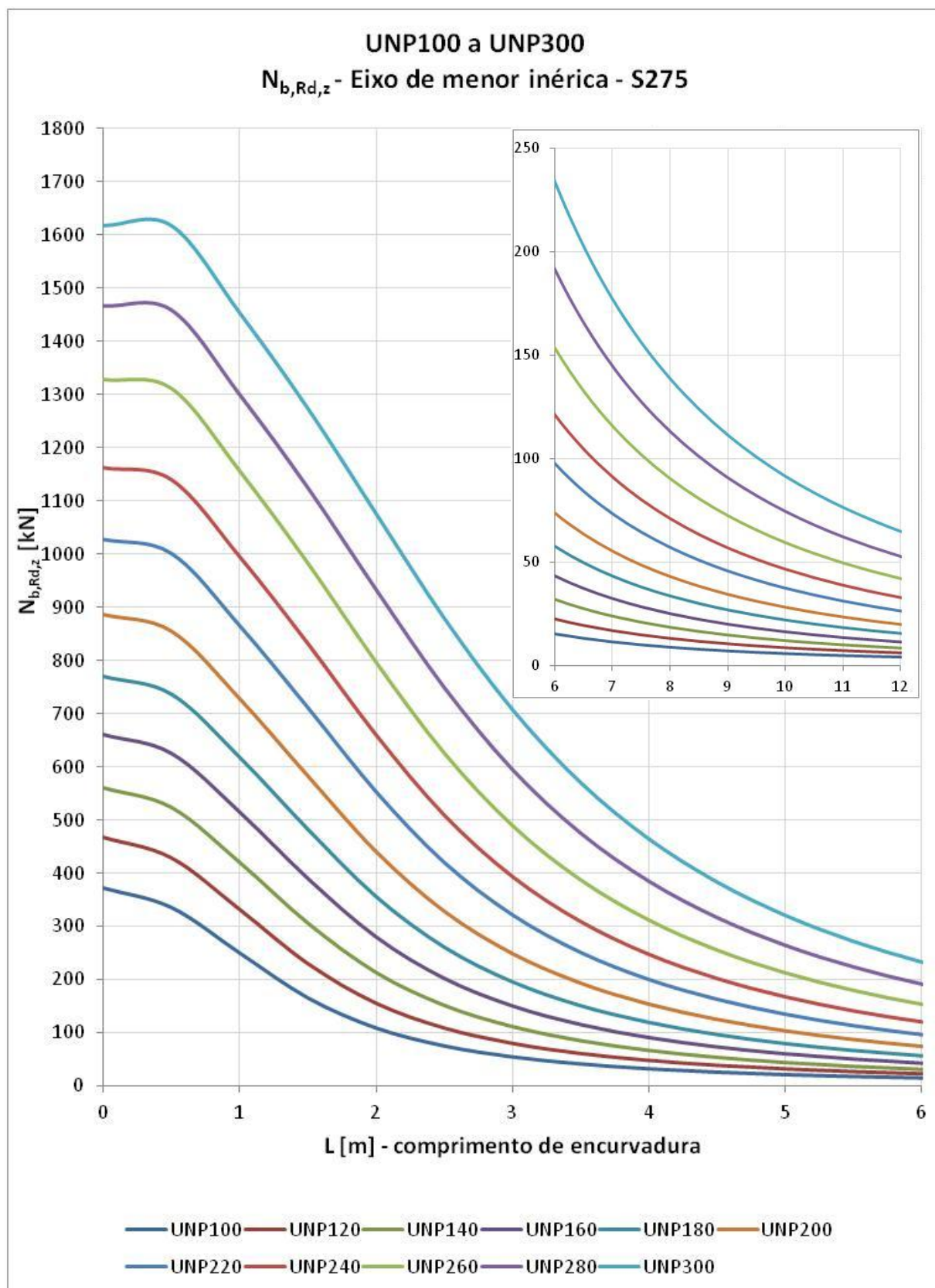


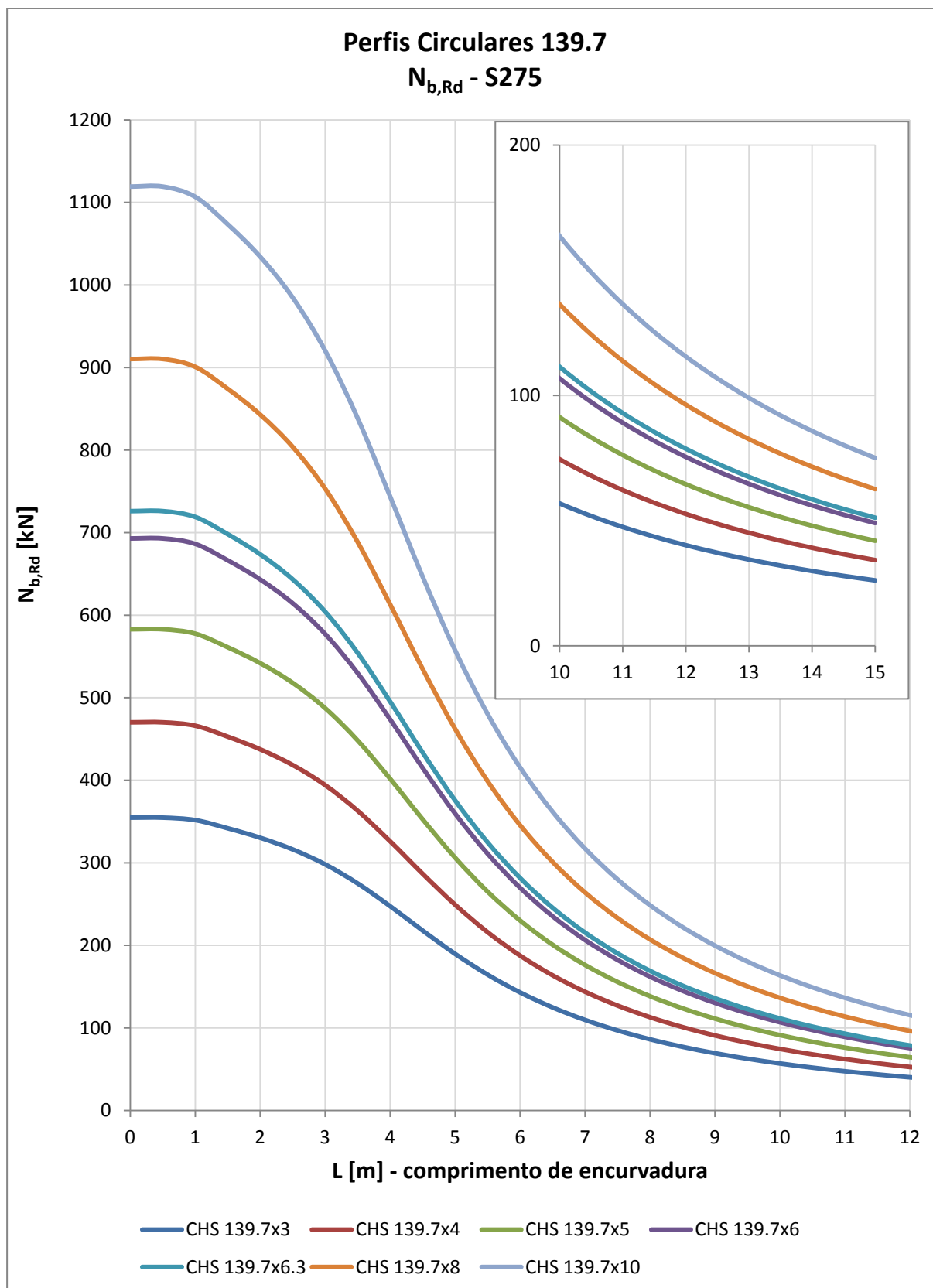


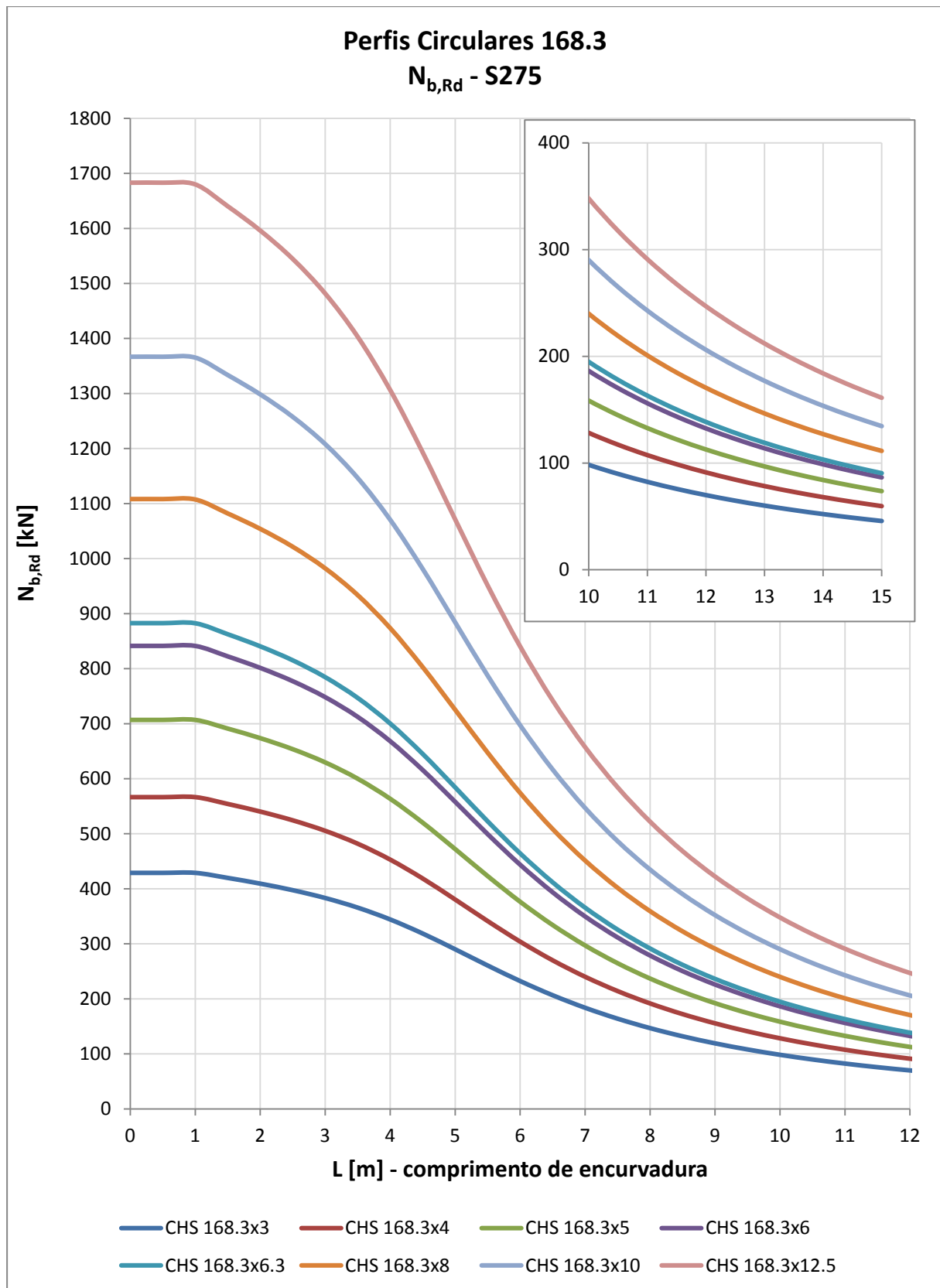


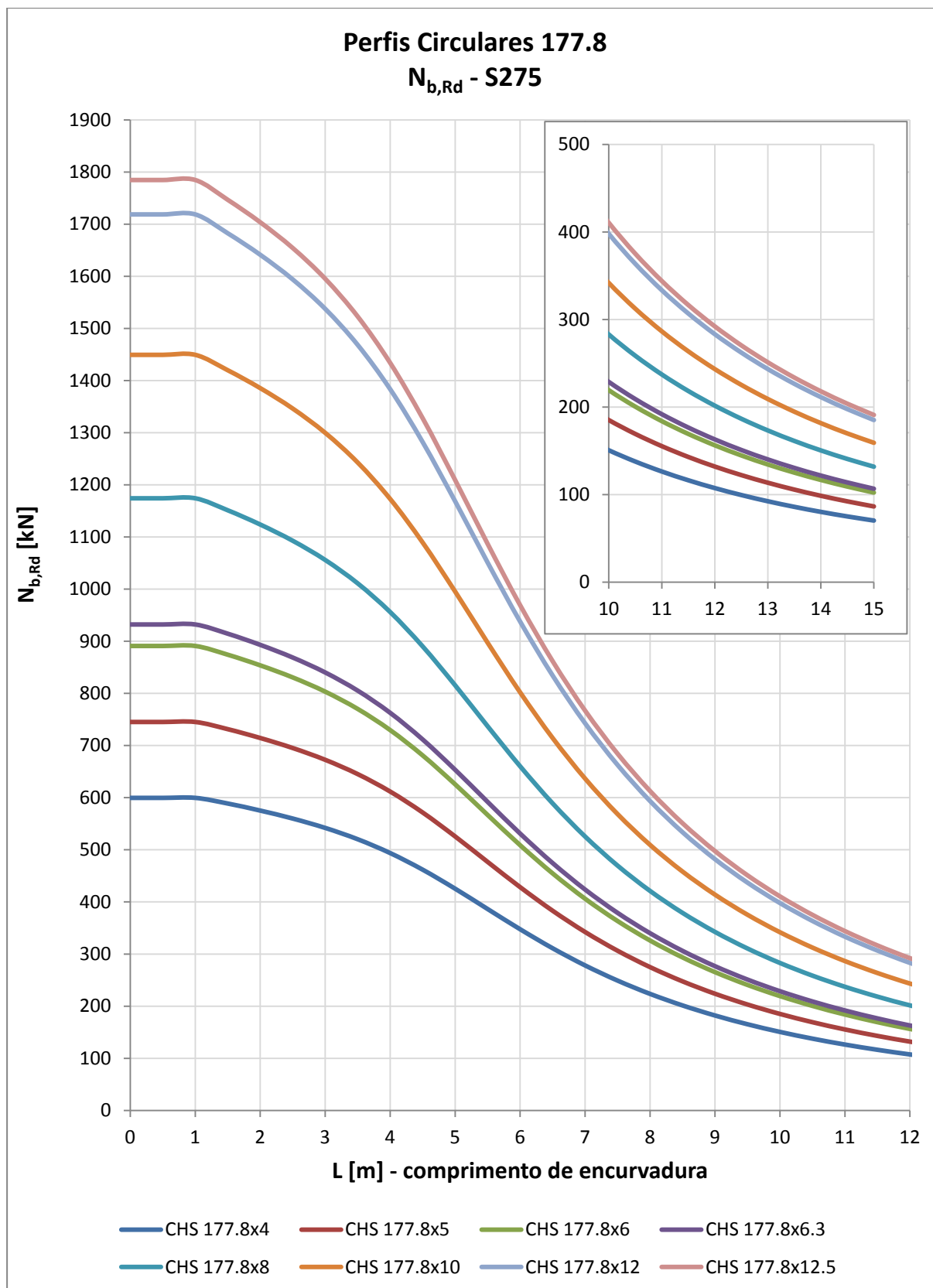












ANEXO III

Tabela de dimensionamento dos perfis metálicos do SAP2000
(listagem dos perfis metálicos com rácios superiores a 0,5)

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - Eurocode 3-2005					
Frame	DesignSect	Combo	TotalRatio	SRLimit	Length
Text	Text	Text	Unitless	Unitless	m
5297	TUBO200x100x12.5	ELU.Wyy1(T+)	0.502	1	1.200
4245	TUBO200x100x8	ELU.SC(T+)	0.503	1	1.200
4551	TUBO200x100x8	ELU.Wyy2(T-)	0.504	1	1.200
3805	TUBO200x100x8	ELU.Wyy2(T+)	0.504	1	1.200
3379	TUBO200x100x12.5	ELU.Wyy1(T+)	0.505	1	1.200
4237	TUBO200x100x8	ELU.SC(T+)	0.506	1	1.200
3044	TUBO180x100x6.3	ELU.Wy1(T-)	0.506	1	2.990
3262	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy1(T-)	0.507	1	1.200
4501	TUBO200x100x8	ELU.Wyy2(T-)	0.507	1	1.200
1186	IPE600R	ELU.SC(T-)	0.507	1	1.200
3378	TUBO200x100x12.5	ELU.Wyy1(T+)	0.508	1	1.200
4751	TUBO200x100x12.5	ELU.Wxx(T-)	0.508	1	1.161
1866	TUBO180x100x6.3	ELU.Wyy1(T-)	0.509	1	3.000
4470	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.509	1	1.200
4469	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.510	1	1.200
35	TUBO200x100x12.5	ELU.Wyy2(T+)	0.511	1	0.901
4789	TUBO200x100x12.5	ELU.Wxx(T-)	0.512	1	1.161
4634	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.512	1	1.200
5298	TUBO200x100x12.5	ELU.Wyy1(T+)	0.513	1	1.200
3366	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy2(T-)	0.515	1	1.200
3542	TUBO200x100x12.5	ELU.Wx(T+)	0.515	1	1.200
1864	TUBO180x100x6.3	ELU.Wyy2(T+)	0.516	1	3.000
5536	IPE600R	ELU.SC(T+)	0.516	1	1.006
3365	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy2(T-)	0.517	1	1.200
4787	TUBO200x100x8	ELU.Wyy1(T-)	0.517	1	1.200
5442	TUBO200x100x12.5	ELU.Wyy2(T+)	0.518	1	0.542
4553	TUBO200x100x8	ELU.Wyy2(T-)	0.518	1	1.200
29	TUBO200x100x12.5	ELU.T+(Wy1)	0.519	1	0.800
3901	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.520	1	1.200
2820	IPE600 VAR VIGA ESQ	ELU.SC(T-)	0.520	1	0.417
4534	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.524	1	1.200
2829	IPE600 VAR VIGA ESQ	ELU.SC(T+)	0.524	1	0.417
4552	TUBO200x100x8	ELU.Wyy2(T-)	0.524	1	1.200
3364	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy2(T-)	0.526	1	1.200
1189	TUBO250x250x8	ELU.Wy1(T+)	0.526	1	10.791
4455	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.526	1	1.200
4738	TUBO200x100x8	ELU.Wyy2(T-)	0.528	1	1.200
33	IPE600R	ELU.SC(T+)	0.528	1	1.830
2870	IPE600R	ELU.SC(T+)	0.529	1	2.401
3248	TUBO200x100x12.5	ELU.Wxx(T+)	0.530	1	1.200
3502	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy1(T+)	0.531	1	1.200
4086	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.532	1	1.200
2822	IPE600R	ELU.SC(T-)	0.533	1	0.818

4578	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.534	1	1.200
3059	TUBO180x100x6.3	ELU.Wyy2(T+)	0.536	1	3.000
3801	TUBO200x100x8	ELU.Wyy2(T+)	0.536	1	1.200
4496	TUBO200x100x8	ELU.Wyy2(T-)	0.536	1	1.200
2879	IPE600R	ELU.SC(T+)	0.537	1	1.976
2872	IPE600 VAR VIGA DRT	ELU.SC(T+)	0.537	1	0.425
3058	TUBO180x100x6.3	ELU.Wyy1(T+)	0.538	1	3.000
2868	IPE600R	ELU.SC(T-)	0.538	1	2.401
1857	TUBO180x100x6.3	ELU.Wyy1(T+)	0.538	1	3.096
3203	TUBO200x100x12.5	ELU.Wyy2(T-)	0.538	1	1.200
4793	TUBO200x100x8	ELU.Wyy1(T+)	0.539	1	1.200
1859	TUBO180x100x6.3	ELU.Wy1(T+)	0.539	1	3.000
5995	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.539	1	1.090
1876	tubo168.3x10	ELU.Wyy2(T+)	0.540	1	9.427
3507	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy1(T+)	0.540	1	1.200
4797	TUBO200x100x8	ELU.Wyy1(T+)	0.541	1	1.200
4373	TUBO200x100x8	ELU.SC(T+)	0.542	1	1.200
4690	TUBO200x100x8	ELU.Wy2(T-)	0.545	1	1.200
5996	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.545	1	1.132
1861	TUBO180x100x6.3	ELU.Wy1(T-)	0.545	1	3.000
2874	IPE600R	ELU.SC(T-)	0.545	1	0.263
3071	TUBO180x100x6.3	ELU.Wyy2(T-)	0.546	1	2.800
3200	TUBO200x100x12.5	ELU.Wyy2(T-)	0.546	1	1.200
1201	TUBO180x100x6.3	ELU.Wy1(T+)	0.546	1	2.453
2837	IPE600R	ELU.SC(T-)	0.546	1	0.263
1214	TUBO180x100x6.3	ELU.Wxx(T+)	0.547	1	2.749
3536	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy1(T+)	0.547	1	1.200
80	IPE600R	ELU.SC(T+)	0.548	1	1.800
3539	TUBO200x100x12.5	ELU.Wx(T+)	0.549	1	1.200
3605	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy2(T+)	0.549	1	0.800
2478	L80X8	ELU.Wy1(T-)	0.550	1	2.401
3897	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.550	1	1.200
1878	tubo168.3x10	ELU.Wx(T+)	0.551	1	14.321
2523	L80X8	ELU.Wxx(T-)	0.551	1	2.460
2380	TUBO180x100x6.3	ELU.Wyy1(T+)	0.551	1	1.500
2376	TUBO180x100x6.3	ELU.Wyy2(T+)	0.552	1	1.500
3541	TUBO200x100x12.5	ELU.Wx(T+)	0.552	1	1.200
3996	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.553	1	1.200
2417	HE160B	ELU.Wy2(T-)	0.553	1	1.950
4272	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.554	1	1.200
4734	TUBO200x100x8	ELU.Wyy2(T-)	0.555	1	1.200
5547	IPE400	ELU.Wyy2(T-)	0.555	1	2.800
3594	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy2(T+)	0.555	1	0.800
4493	TUBO200x100x12.5	ELU.Wyy2(T-)	0.558	1	0.700
3256	TUBO200x100x12.5	ELU.Wxx(T+)	0.559	1	1.200
1210	TUBO180x100x6.3	ELU.Wy1(T-)	0.559	1	2.749

1180	IPE600R	ELU.SC(T-)	0.560	1	1.200
4574	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.561	1	1.200
5522	IPE400	ELU.Wyy2(T-)	0.562	1	2.800
4780	TUBO200x100x8	ELU.Wyy1(T-)	0.566	1	1.200
3540	TUBO200x100x12.5	ELU.Wx(T+)	0.567	1	1.200
4500	TUBO200x100x8	ELU.Wyy2(T-)	0.568	1	1.200
3804	TUBO200x100x8	ELU.Wyy2(T+)	0.568	1	1.200
4528	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.570	1	1.200
3072	TUBO180x100x6.3	ELU.Wyy2(T-)	0.570	1	2.800
4308	TUBO200x100x12.5	ELU.Wyy2(T-)	0.571	1	0.501
3201	TUBO200x100x12.5	ELU.Wyy2(T-)	0.575	1	1.200
5504	IPE400	ELU.Wy2(T+)	0.575	1	0.200
81	IPE600R	ELU.SC(T+)	0.576	1	1.000
3202	TUBO200x100x12.5	ELU.Wyy2(T-)	0.576	1	1.200
4369	TUBO200x100x8	ELU.SC(T+)	0.576	1	1.200
1906	tubo168.3x10	ELU.Wyy1(T+)	0.577	1	14.294
2812	IPE600 VAR VIGA ESQ	ELU.SC(T+)	0.577	1	1.583
5521	IPE400	ELU.Wy2(T+)	0.578	1	0.200
4737	TUBO200x100x8	ELU.Wyy2(T-)	0.580	1	1.200
4794	TUBO200x100x8	ELU.Wyy1(T+)	0.582	1	1.200
1871	TUBO180x100x6.3	ELU.Wy1(T-)	0.582	1	1.500
1870	TUBO180x100x6.3	ELU.Wy1(T-)	0.582	1	1.500
3085	TUBO180x100x6.3	ELU.Wy1(T-)	0.582	1	3.000
4796	TUBO200x100x8	ELU.Wyy1(T+)	0.583	1	1.200
3802	TUBO200x100x8	ELU.Wyy2(T+)	0.584	1	1.200
3992	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.584	1	1.200
2864	IPE600 VAR VIGA DRT	ELU.SC(T+)	0.584	1	0.734
4497	TUBO200x100x8	ELU.Wyy2(T-)	0.585	1	1.200
3900	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.585	1	1.200
3363	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy2(T-)	0.588	1	1.200
5171	TUBO200x100x12.5	ELU.Wxx(T-)	0.589	1	1.200
4091	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.590	1	1.200
1874	tubo168.3x10	ELU.Wyy2(T+)	0.590	1	7.912
1190	TUBO250x250x8	ELU.Wy1(T+)	0.591	1	3.259
4641	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.592	1	1.200
4178	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.593	1	1.200
4735	TUBO200x100x8	ELU.Wyy2(T-)	0.593	1	1.200
5520	IPE600R	ELU.SC(T+)	0.594	1	0.200
3803	TUBO200x100x8	ELU.Wyy2(T+)	0.594	1	1.200
3268	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy1(T+)	0.594	1	1.200
1880	tubo168.3x10	ELU.Wy2(T-)	0.595	1	14.323
4795	TUBO200x100x8	ELU.Wyy1(T+)	0.596	1	1.200
5176	TUBO200x100x12.5	ELU.Wxx(T-)	0.596	1	1.200
2476	L80X8	ELU.Wy1(T-)	0.597	1	2.401
3898	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.600	1	1.200
2875	IPE600R	ELU.SC(T-)	0.600	1	2.401

4577	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.600	1	1.200
4282	TUBO200x100x12.5	ELU.T+(Wyy2)	0.600	1	0.300
4681	TUBO200x100x8	ELU.Wy2(T-)	0.600	1	1.200
4499	TUBO200x100x8	ELU.Wyy2(T-)	0.601	1	1.200
5029	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy1(T+)	0.601	1	0.598
4736	TUBO200x100x8	ELU.Wyy2(T-)	0.601	1	1.200
2811	IPE600 VAR VIGA ESQ	ELU.SC(T-)	0.602	1	0.417
5017	TUBO200x100x12.5	ELU.Wyy2(T-)	0.603	1	1.198
5548	IPE400	ELU.Wyy2(T+)	0.604	1	1.231
4462	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.604	1	1.200
3143	TUBO250x250x8	ELU.Wy1(T+)	0.605	1	5.419
4498	TUBO200x100x8	ELU.Wyy2(T-)	0.606	1	1.200
4372	TUBO200x100x8	ELU.SC(T+)	0.608	1	1.200
166	tubo168.3x10	ELU.SC(T-)	0.608	1	9.870
3503	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy1(T+)	0.609	1	1.200
3899	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.612	1	1.200
5818	TUBO200x100x12.5	ELU.T+(Wyy2)	0.612	1	0.328
5805	TUBO200x100x12.5	ELU.T+(Wyy2)	0.612	1	0.500
4730	TUBO200x100x12.5	ELU.Wxx(T-)	0.613	1	1.100
4575	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.613	1	1.200
3506	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy1(T+)	0.613	1	1.200
3995	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.619	1	1.200
5169	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy1(T-)	0.619	1	1.200
4087	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.620	1	1.200
2848	IPE600 VAR VIGA DRT	ELU.Wyy2(T-)	0.622	1	0.521
3267	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy1(T+)	0.622	1	1.200
3141	TUBO250x250x8	ELU.Wy1(T-)	0.622	1	3.899
4370	TUBO200x100x8	ELU.SC(T+)	0.625	1	1.200
4576	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.626	1	1.200
4533	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.628	1	1.200
2828	IPE600R	ELU.SC(T-)	0.629	1	0.263
4281	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.629	1	1.200
2865	IPE600R	ELU.SC(T-)	0.630	1	0.263
4786	TUBO200x100x8	ELU.Wyy1(T-)	0.632	1	1.200
2835	IPE600R	ELU.SC(T-)	0.632	1	2.401
4769	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy1(T-)	0.633	1	1.100
3549	TUBO200x100x12.5	ELU.Wyy2(T+)	0.633	1	1.200
3993	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.633	1	1.200
5137	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy1(T-)	0.634	1	1.200
4371	TUBO200x100x8	ELU.SC(T+)	0.635	1	1.200
4292	TUBO200x100x12.5	ELU.Wyy2(T-)	0.637	1	0.700
126	tubo168.3x10	ELU.Wyy2(T-)	0.638	1	8.230
3263	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy1(T-)	0.638	1	1.200
2871	IPE600R	ELU.SC(T+)	0.638	1	0.732
4635	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.639	1	1.200
3606	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy2(T+)	0.639	1	0.800

5538	IPE600R	ELU.SC(T-)	0.641	1	2.800
2836	IPE600R	ELU.SC(T-)	0.642	1	2.401
3994	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.645	1	1.200
3505	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy1(T+)	0.646	1	1.200
3504	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy1(T+)	0.647	1	1.200
5372	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy2(T+)	0.647	1	0.300
3043	TUBO180x100x6.3	ELU.Wy1(T-)	0.647	1	3.000
3042	TUBO180x100x6.3	ELU.Wy1(T-)	0.648	1	3.000
5542	IPE600R	ELU.SC(T+)	0.648	1	2.800
2867	IPE600R	ELU.SC(T-)	0.652	1	2.401
4456	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.654	1	1.200
4284	TUBO200x100x8	ELU.SC(T+)	0.655	1	1.200
4090	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.655	1	1.200
4291	TUBO200x100x8	ELU.SC(T+)	0.658	1	1.200
4529	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.659	1	1.200
5527	IPE270	ELU.Wy1(T+)	0.659	1	2.800
40	IPE600R	ELU.SC(T-)	0.661	1	0.970
4689	TUBO200x100x8	ELU.Wy2(T-)	0.661	1	1.200
1235	TUBO180x100x6.3	ELU.Wyy1(T+)	0.663	1	3.000
3212	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy1(T-)	0.663	1	1.200
3595	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy2(T+)	0.664	1	0.800
3088	TUBO180x100x6.3	ELU.Wxx(T+)	0.665	1	3.000
1899	tubo168.3x10	ELU.Wy2(T+)	0.665	1	14.294
3109	TUBO180x100x6.3	ELU.Wyy1(T+)	0.665	1	3.000
4781	TUBO200x100x8	ELU.Wyy1(T-)	0.666	1	1.200
5172	TUBO200x100x12.5	ELU.Wxx(T-)	0.666	1	1.200
5374	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy2(T+)	0.668	1	0.700
4088	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.670	1	1.200
5175	TUBO200x100x12.5	ELU.Wxx(T-)	0.670	1	1.200
3217	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy1(T-)	0.671	1	1.200
2854	IPE600 VAR VIGA DRT	ELU.SC(T-)	0.673	1	1.467
4187	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.673	1	1.200
5551	IPE270	ELU.Wy1(T-)	0.674	1	2.800
3266	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy1(T+)	0.675	1	1.200
2464	L80X8	ELU.Wyy2(T-)	0.676	1	2.401
2866	IPE600R	ELU.SC(T-)	0.681	1	2.401
3255	TUBO200x100x12.5	ELU.Wxx(T+)	0.682	1	1.200
4089	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.682	1	1.200
4273	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.682	1	1.200
4951	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy2(T-)	0.686	1	0.500
1893	tubo168.3x10	ELU.Wyy1(T+)	0.686	1	9.859
5556	IPE600R	ELU.SC(T-)	0.686	1	0.230
2827	IPE600R	ELU.SC(T+)	0.687	1	2.401
5155	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy2(T-)	0.690	1	1.200
1204	TUBO180x100x6.3	ELU.Wy2(T-)	0.693	1	3.000
3139	TUBO250x250x8	ELU.Wy1(T-)	0.694	1	3.698

4532	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.694	1	1.200
2826	IPE600R	ELU.SC(T-)	0.695	1	2.401
3140	TUBO250x250x8	ELU.Wy1(T-)	0.696	1	3.698
4640	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.697	1	1.200
5143	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy1(T-)	0.698	1	1.200
2519	L80X8	ELU.Wy1(T-)	0.700	1	2.316
3082	TUBO180x100x6.3	ELU.Wy2(T-)	0.701	1	3.000
5173	TUBO200x100x12.5	ELU.Wxx(T-)	0.702	1	1.200
5174	TUBO200x100x12.5	ELU.Wxx(T-)	0.703	1	1.200
1879	tubo168.3x10	ELU.Wy1(T+)	0.704	1	14.402
4682	TUBO200x100x8	ELU.Wy2(T-)	0.705	1	1.200
5346	tubo168.3x10	ELU.Wy2(T+)	0.705	1	9.427
4530	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.708	1	1.200
4461	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.710	1	1.200
4785	TUBO200x100x8	ELU.Wyy1(T-)	0.711	1	1.200
4247	TUBO200x100x12.5	ELU.T+(Wyy2)	0.712	1	0.500
5546	IPE400	ELU.Wyy2(T-)	0.714	1	2.800
5144	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy1(T-)	0.714	1	1.200
3264	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy1(T-)	0.715	1	1.200
2487	L80X8	ELU.Wy2(T-)	0.716	1	2.522
5532	IPE400	ELU.Wyy2(T-)	0.716	1	1.290
2873	IPE600 VAR VIGA DRT	ELU.SC(T+)	0.716	1	1.575
5514	IPE600R	ELU.SC(T+)	0.717	1	2.800
4531	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.720	1	1.200
4179	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.720	1	1.200
2386	TUBO180x100x6.3	ELU.Wyy1(T+)	0.724	1	1.500
4285	TUBO200x100x8	ELU.SC(T+)	0.724	1	1.200
3231	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy1(T+)	0.725	1	1.200
2473	L80X8	ELU.Wyy2(T-)	0.725	1	2.401
5822	TUBO200x100x12.5	ELU.T+(Wx)	0.726	1	0.928
4290	TUBO200x100x8	ELU.SC(T+)	0.726	1	1.200
5496	TUBO200x100x12.5	ELU.Wx(T+)	0.727	1	0.901
4636	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.728	1	1.200
3265	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy1(T-)	0.728	1	1.200
3676	TUBO200x100x12.5	ELU.T+(Wyy2)	0.728	1	1.200
5813	TUBO200x100x12.5	ELU.T+(Wxx)	0.729	1	1.100
4190	TUBO200x100x8	ELU.SC(T+)	0.730	1	1.200
3107	TUBO180x100x6.3	ELU.Wyy2(T+)	0.730	1	3.000
5138	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy1(T-)	0.731	1	1.200
4197	TUBO200x100x8	ELU.SC(T+)	0.732	1	1.200
4782	TUBO200x100x8	ELU.Wyy1(T-)	0.732	1	1.200
3249	TUBO200x100x12.5	ELU.Wxx(T+)	0.732	1	1.200
5023	TUBO200x100x12.5	ELU.Wyy2(T+)	0.734	1	1.198
4	TUBO200x100x8	ELU.Wy1(T-)	0.735	1	10.670
4280	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.738	1	1.200
4457	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.743	1	1.200

2390	TUBO180x100x6.3	ELU.Wyy1(T+)	0.744	1	1.500
64	IPE600R	ELU.SC(T-)	0.745	1	1.800
3672	TUBO200x100x12.5	ELU.T+(Wyy1)	0.746	1	1.200
3675	TUBO200x100x12.5	ELU.T+(Wxx)	0.747	1	1.200
4990	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy1(T+)	0.748	1	0.500
2462	L80X8	ELU.Wyy2(T-)	0.748	1	2.401
3673	TUBO200x100x12.5	ELU.T+(Wxx)	0.749	1	1.200
1856	TUBO180x100x6.3	ELU.Wyy1(T+)	0.750	1	3.000
4688	TUBO200x100x8	ELU.Wy2(T-)	0.750	1	1.200
5142	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy1(T-)	0.752	1	1.200
3674	TUBO200x100x12.5	ELU.T+(Wxx)	0.753	1	1.200
3084	TUBO180x100x6.3	ELU.Wy2(T-)	0.753	1	3.000
4784	TUBO200x100x8	ELU.Wyy1(T-)	0.754	1	1.200
3677	TUBO200x100x12.5	ELU.T+(Wyy2)	0.757	1	1.200
5550	IPE270	ELU.Wxx(T-)	0.757	1	2.800
5545	IPE400	ELU.Wyy2(T-)	0.760	1	0.200
4783	TUBO200x100x8	ELU.Wyy1(T-)	0.761	1	1.200
3686	TUBO200x100x12.5	ELU.T+(Wxx)	0.761	1	1.200
4236	TUBO200x100x12.5	ELU.T+(Wxx)	0.761	1	1.100
3685	TUBO200x100x12.5	ELU.T+(Wy2)	0.761	1	1.200
1873	tubo168.3x10	ELU.Wy2(T+)	0.762	1	7.913
3690	TUBO200x100x12.5	ELU.T+(Wyy2)	0.763	1	1.200
4639	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.763	1	1.200
5510	IPE600R	ELU.Wy2(T+)	0.770	1	2.800
4286	TUBO200x100x8	ELU.SC(T+)	0.772	1	1.200
3108	TUBO180x100x6.3	ELU.Wyy1(T+)	0.772	1	3.000
4289	TUBO200x100x8	ELU.SC(T+)	0.773	1	1.200
4460	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.776	1	1.200
4637	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.777	1	1.200
4274	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.779	1	1.200
3684	TUBO200x100x12.5	ELU.T+(Wy2)	0.779	1	1.200
5526	IPE270	ELU.Wyy2(T+)	0.781	1	2.800
3698	TUBO200x100x12.5	ELU.T+(Wyy2)	0.781	1	1.200
4683	TUBO200x100x8	ELU.Wy2(T-)	0.782	1	1.200
4186	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.783	1	1.200
3213	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy1(T-)	0.785	1	1.200
5139	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy1(T-)	0.788	1	1.200
3216	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy1(T-)	0.790	1	1.200
4638	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.790	1	1.200
4458	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.792	1	1.200
4293	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy2(T-)	0.793	1	0.700
5560	IPE400	ELU.Wyy2(T-)	0.794	1	2.800
1211	TUBO180x100x6.3	ELU.Wxx(T-)	0.795	1	3.000
4287	TUBO200x100x8	ELU.SC(T+)	0.795	1	1.200
4288	TUBO200x100x8	ELU.SC(T+)	0.795	1	1.200
3691	TUBO200x100x12.5	ELU.T+(Wx)	0.795	1	1.200

3683	TUBO200x100x12.5	ELU.T+(Wy2)	0.796	1	1.200
3694	TUBO200x100x12.5	ELU.T+(Wx)	0.797	1	1.200
5503	IPE400	ELU.T+(Wy2)	0.798	1	2.800
2489	L80X8	ELU.SC(T-)	0.799	1	2.453
4191	TUBO200x100x8	ELU.SC(T+)	0.799	1	1.200
3254	TUBO200x100x12.5	ELU.Wxx(T+)	0.800	1	1.200
4196	TUBO200x100x8	ELU.SC(T+)	0.800	1	1.200
4459	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.802	1	1.200
1202	TUBO180x100x6.3	ELU.Wy1(T+)	0.803	1	3.000
5141	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy1(T-)	0.804	1	1.200
3682	TUBO200x100x12.5	ELU.T+(Wy2)	0.805	1	1.200
1905	tubo168.3x10	ELU.Wy2(T-)	0.808	1	13.899
4687	TUBO200x100x8	ELU.Wy2(T-)	0.811	1	1.200
2830	IPE600 VAR VIGA ESQ	ELU.SC(T+)	0.813	1	1.583
3692	TUBO200x100x12.5	ELU.T+(Wx)	0.813	1	1.200
5140	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy1(T-)	0.814	1	1.200
3091	TUBO180x100x6.3	ELU.Wxx(T-)	0.815	1	3.000
4180	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.818	1	1.200
3693	TUBO200x100x12.5	ELU.T+(Wx)	0.818	1	1.200
4279	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.819	1	1.200
1213	TUBO180x100x6.3	ELU.Wxx(T+)	0.822	1	3.000
3699	TUBO200x100x12.5	ELU.T+(Wyy2)	0.822	1	1.200
1868	TUBO180x100x6.3	ELU.Wy1(T+)	0.823	1	1.500
3689	TUBO200x100x12.5	ELU.T+(Wyy2)	0.824	1	1.200
1869	TUBO180x100x6.3	ELU.Wy1(T+)	0.825	1	1.500
3671	TUBO200x100x12.5	ELU.T+(Wyy2)	0.829	1	1.200
4684	TUBO200x100x8	ELU.Wy2(T-)	0.831	1	1.200
3695	TUBO200x100x12.5	ELU.T+(Wx)	0.834	1	1.200
3681	TUBO200x100x12.5	ELU.T+(Wy2)	0.839	1	1.200
4330	TUBO200x100x12.5	ELU.T+(Wy1)	0.840	1	0.300
3703	TUBO200x100x12.5	ELU.T+(Wyy2)	0.840	1	1.200
3089	TUBO180x100x6.3	ELU.Wxx(T-)	0.840	1	3.000
1872	TUBO180x100x6.3	ELU.Wxx(T-)	0.841	1	1.500
3702	TUBO200x100x12.5	ELU.T+(Wyy2)	0.841	1	1.200
2374	TUBO180x100x6.3	ELU.Wxx(T-)	0.842	1	1.500
3214	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy1(T-)	0.843	1	1.200
3215	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy1(T-)	0.844	1	1.200
2821	IPE600 VAR VIGA ESQ	ELU.SC(T-)	0.845	1	1.583
4686	TUBO200x100x8	ELU.Wy2(T-)	0.845	1	1.200
3700	TUBO200x100x12.5	ELU.T+(Wyy2)	0.845	1	1.200
4275	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.846	1	1.200
4192	TUBO200x100x8	ELU.SC(T+)	0.846	1	1.200
4195	TUBO200x100x8	ELU.SC(T+)	0.847	1	1.200
20	IPE600R	ELU.SC(T+)	0.850	1	2.200
4685	TUBO200x100x8	ELU.Wy2(T-)	0.852	1	1.200
5802	TUBO200x100x12.5	ELU.T+(Wyy2)	0.852	1	1.318

3701	TUBO200x100x12.5	ELU.T+(Wyy2)	0.855	1	1.200
5810	TUBO200x100x12.5	ELU.T+(Wy2)	0.857	1	0.718
3083	TUBO180x100x6.3	ELU.Wy2(T-)	0.857	1	3.000
4185	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.863	1	1.200
3246	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy1(T+)	0.865	1	1.200
2863	IPE600 VAR VIGA DRT	ELU.SC(T+)	0.867	1	1.266
4278	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.869	1	1.200
4194	TUBO200x100x8	ELU.SC(T+)	0.869	1	1.200
4193	TUBO200x100x8	ELU.SC(T+)	0.869	1	1.200
3250	TUBO200x100x12.5	ELU.Wxx(T+)	0.871	1	1.200
24	IPE600R	ELU.SC(T+)	0.877	1	0.600
5347	tubo168.3x10	ELU.Wyy2(T+)	0.878	1	10.504
77	IPE600R	ELU.SC(T+)	0.881	1	1.000
4276	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.884	1	1.200
5512	IPE600R	ELU.SC(T+)	0.884	1	0.200
4181	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.885	1	1.200
1888	tubo168.3x10	ELU.Wx(T-)	0.889	1	14.172
4277	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.891	1	1.200
78	IPE600R	ELU.SC(T-)	0.896	1	1.800
3704	TUBO200x100x12.5	ELU.T+(Wyy2)	0.900	1	1.200
4184	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.913	1	1.200
3253	TUBO200x100x12.5	ELU.Wxx(T+)	0.914	1	1.200
5168	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy1(T-)	0.917	1	1.200
27	IPE600R	ELU.SC(T+)	0.918	1	1.800
79	IPE600R	ELU.SC(T-)	0.920	1	1.000
4182	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.923	1	1.200
5509	IPE600R	ELU.T+(Wy2)	0.931	1	0.200
4183	TUBO200x100x8	ELU.SC(T-)	0.933	1	1.200
1897	tubo168.3x10	ELU.Wyy1(T-)	0.940	1	14.949
3251	TUBO200x100x12.5	ELU.Wxx(T+)	0.943	1	1.200
5516	IPE600R	ELU.SC(T-)	0.946	1	0.200
3680	TUBO200x100x12.5	ELU.T+(Wy2)	0.947	1	1.200
3090	TUBO180x100x6.3	ELU.Wxx(T-)	0.958	1	3.000
4964	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy1(T-)	0.960	1	0.598
3252	TUBO200x100x12.5	ELU.Wxx(T+)	0.962	1	1.200
3138	TUBO250x250x8	ELU.Wy1(T-)	0.969	1	3.236
5031	TUBO200x100x12.5	ELU.Wy1(T+)	0.985	1	0.598
5524	IPE400	ELU.Wy2(T-)	0.998	1	0.200
31	IPE600R	ELU.SC(T+)	0.998	1	1.000
5544	IPE600R	ELU.SC(T+)	1.010	1	0.209
5348	tubo168.3x10	ELU.Wy2(T-)	1.053	1	10.504
5540	IPE600R	ELU.SC(T+)	1.061	1	0.586
1882	tubo168.3x10	ELU.Wyy2(T+)	1.100	1	10.504
1903	tubo168.3x10	ELU.Wyy1(T-)	1.122	1	15.586
1886	tubo168.3x10	ELU.Wx(T+)	1.157	1	14.172
1904	tubo168.3x10	ELU.SC(T+)	1.207	1	14.666

1881	tubo168.3x10	ELU.Wy2(T-)	1.217	1	10.504
1902	tubo168.3x10	ELU.Wx(T-)	1.222	1	15.586
167	tubo168.3x10	ELU.Wyy1(T+)	1.284	1	10.800
1889	tubo168.3x10	ELU.Wy2(T+)	1.307	1	10.494
128	tubo168.3x10	ELU.SC(T+)	1.353	1	10.983
1901	tubo168.3x10	ELU.SC(T+)	1.420	1	14.666
127	tubo168.3x10	ELU.SC(T-)	1.528	1	10.248
1898	tubo168.3x10	ELU.SC(T+)	1.542	1	16.172
186	tubo168.3x10	ELU.SC(T-)	2.139	1	11.329
1894	tubo168.3x10	ELU.Wy2(T-)	2.449	1	12.474

ANEXO IV

Relatórios das Ligações Aparafusadas "*Robot Structural Analysis
Professional*"

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014
 Author:
 Address:

File: **ligacoes.rtd**
 Project: ligacoes



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

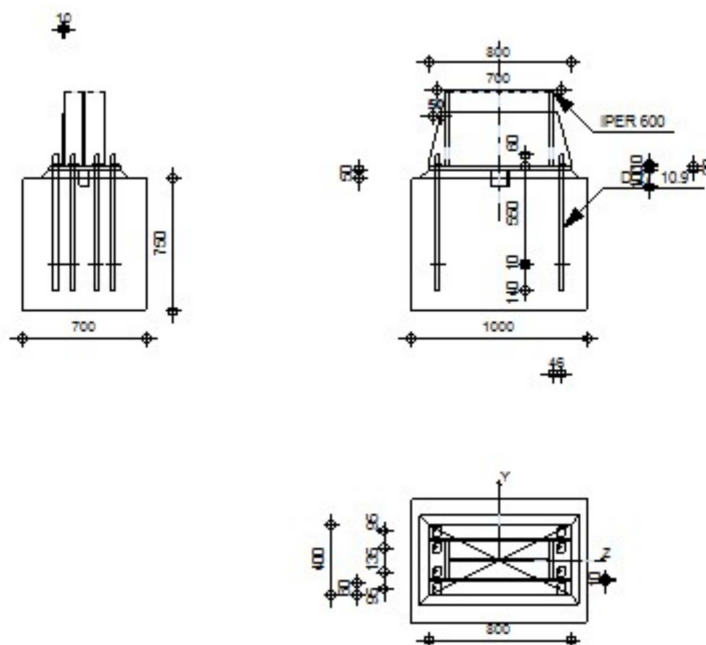
Fixed column base design

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide:

Design of fastenings on concrete

OK

Ratio
0.72



GENERAL

Connection no.: 1

Connection name: Fixed column base

GEOMETRY

COLUMN

Section: IPER 600

$L_c = 6.00$ [m] Column length
 $\alpha = 0.0$ [Deg] Inclination angle
 $h_c = 608$ [mm] Height of column section
 $b_{fc} = 218$ [mm] Width of column section
 $t_{wc} = 14$ [mm] Thickness of the web of column section
 $t_{fc} = 23$ [mm] Thickness of the flange of column section
 $r_c = 24$ [mm] Radius of column section fillet
 $A_c = 183.90$ [cm²] Cross-sectional area of a column
 $I_{yc} = 110306.00$ [cm⁴] Moment of inertia of the column section

Material: S 275

$f_{yc} = 275.00$ [MPa] Resistance
 $f_{uc} = 430.00$ [MPa] Yield strength of a material

COLUMN BASE

$l_{pd} = 800$ [mm] Length
 $b_{pd} = 400$ [mm] Width
 $t_{pd} = 20$ [mm] Thickness
Material: S 275
 $f_{ypd} = 275.00$ [MPa] Resistance
 $f_{upd} = 430.00$ [MPa] Yield strength of a material

ANCHORAGE

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

Class = 10.9 Anchor class
 $f_{yb} = 900.00$ [MPa] Yield strength of the anchor material
 $f_{ub} = 1000.00$ [MPa] Tensile strength of the anchor material
 $d = 27$ [mm] Bolt diameter
 $A_s = 4.59$ [cm²] Effective section area of a bolt
 $A_v = 5.73$ [cm²] Area of bolt section
 $n_H = 2$ Number of bolt columns
 $n_V = 4$ Number of bolt rows
Horizontal spacing $e_{Hi} = 700$ [mm]
Vertical spacing $e_{Vi} = 135; 95$ [mm]

Anchor dimensions

$L_1 = 60$ [mm]
 $L_2 = 550$ [mm]
 $L_3 = 140$ [mm]

Anchor plate

$l_p = 80$ [mm] Length
 $b_p = 80$ [mm] Width
 $t_p = 10$ [mm] Thickness
Material: S 275
 $f_y = 275.00$ [MPa] Resistance

Washer

$l_{wd} = 50$ [mm] Length
 $b_{wd} = 60$ [mm] Width
 $t_{wd} = 10$ [mm] Thickness

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014
 Author:
 Address:

File: **ligacoes.rtd**
 Project: ligacoes

WEDGE

Section: IPE 100

$l_w = 100$ [mm] Length

Material: S 275

$f_{yw} = 275.00$ [MPa] Resistance

STIFFENER

$l_s = 800$ [mm] Length

$h_s = 300$ [mm] Height

$t_s = 10$ [mm] Thickness

$d_1 = 20$ [mm] Cut

$d_2 = 20$ [mm] Cut

MATERIAL FACTORS

$\gamma_{M0} = 1.00$ Partial safety factor

$\gamma_{M2} = 1.25$ Partial safety factor

$\gamma_C = 1.50$ Partial safety factor

SPREAD FOOTING

$L = 1000$ [mm] Spread footing length

$B = 700$ [mm] Spread footing width

$H = 750$ [mm] Spread footing height

Concrete

Class C25/30

$f_{ck} = 25.00$ [MPa] Characteristic resistance for compression

Grout layer

$t_g = 50$ [mm] Thickness of leveling layer (grout)

$f_{ck,g} = 12.00$ [MPa] Characteristic resistance for compression

$C_{f,d} = 0.30$ Coeff. of friction between the base plate and concrete

WELDS

$a_p = 4$ [mm] Footing plate of the column base

$a_w = 4$ [mm] Wedge

$a_s = 7$ [mm] Stiffeners

LOADS

Case: Manual calculations.

$N_{j,Ed} = -450.00$ [kN] Axial force
 $V_{j,Ed,y} = -10.00$ [kN] Shear force
 $V_{j,Ed,z} = -103.00$ [kN] Shear force
 $M_{j,Ed,y} = -170.00$ [kN*m] Bending moment
 $M_{j,Ed,z} = -35.00$ [kN*m] Bending moment

RESULTS

COMPRESSION ZONE

COMPRESSION OF CONCRETE

$f_{cd} = 16.67$ [MPa] Design compressive resistance EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
 $f_j = 16.43$ [MPa] Design bearing resistance under the base plate [6.2.5.(7)]
 $c = t_p \sqrt{(f_{yp} / (3 * f_j * \gamma_{M0}))}$
 $c = 47$ [mm] Additional width of the bearing pressure zone [6.2.5.(4)]
 $b_{eff} = 117$ [mm] Effective width of the bearing pressure zone under the flange [6.2.5.(3)]
 $l_{eff} = 312$ [mm] Effective length of the bearing pressure zone under the flange [6.2.5.(3)]
 $A_{c0} = 367.06$ [cm²] Area of the joint between the base plate and the foundation EN 1992-1:[6.7.(3)]
 $A_{c1} = 2466.90$ [cm²] Maximum design area of load distribution EN 1992-1:[6.7.(3)]
 $F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1} / A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$
 $A_{c1} = 2466.90$ [cm²] Maximum design area of load distribution EN 1992-1:[6.7.(3)]
 $\beta_j = 0.67$ Reduction factor for compression [6.2.5.(7)]
 $f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$
 $f_{jd} = 28.80$ [MPa] Design bearing resistance [6.2.5.(7)]
 $A_{c,n} = 2468.90$ [cm²] Bearing area for compression [6.2.8.2.(1)]
 $A_{c,y} = 492.45$ [cm²] Bearing area for bending My [6.2.8.3.(1)]
 $A_{c,z} = 835.77$ [cm²] Bearing area for bending Mz [6.2.8.3.(1)]
 $F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$
 $F_{c,Rd,n} = 7111.56$ [kN] Bearing resistance of concrete for compression [6.2.8.2.(1)]
 $F_{c,Rd,y} = 1418.48$ [kN] Bearing resistance of concrete for bending My [6.2.8.3.(1)]
 $F_{c,Rd,z} = 2407.40$ [kN] Bearing resistance of concrete for bending Mz [6.2.8.3.(1)]

COLUMN FLANGE AND WEB IN COMPRESSION

$CL = 1.00$ Section class EN 1993-1-1:[5.5.2]
 $W_{pl,y} = 7375.16$ [cm³] Plastic section modulus EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
 $M_{c,Rd,y} = 2028.17$ [kN*m] Design resistance of the section for bending EN1993-1-1:[6.2.5]
 $h_{f,y} = 619$ [mm] Distance between the centroids of flanges [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$$

$$F_{c,fc,Rd,y} = 3274.44 \text{ [kN]} \quad \text{Resistance of the compressed flange and web} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

$$W_{pl,z} = 2404.19 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Plastic section modulus} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

$$M_{c,Rd,z} = 661.15 \text{ [kN*m]} \quad \text{Design resistance of the section for bending} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_{f,z} = 228 \text{ [mm]} \quad \text{Distance between the centroids of flanges} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

$$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$$

$$F_{c,fc,Rd,z} = 2899.79 \text{ [kN]} \quad \text{Resistance of the compressed flange and web} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

RESISTANCES OF SPREAD FOOTING IN THE COMPRESSION ZONE

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$$N_{j,Rd} = 7111.56 \text{ [kN]} \quad \text{Resistance of a spread footing for axial compression} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

$$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$$F_{C,Rd,y} = 1418.48 \text{ [kN]} \quad \text{Resistance of spread footing in the compression zone} \quad [6.2.8.3]$$

$$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$$

$$F_{C,Rd,z} = 2407.40 \text{ [kN]} \quad \text{Resistance of spread footing in the compression zone} \quad [6.2.8.3]$$

TENSION ZONE

STEEL FAILURE

$$A_b = 4.59 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Effective anchor area} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$f_{ub} = 1000.00 \text{ [MPa]} \quad \text{Tensile strength of the anchor material} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$\text{Beta} = 0.85 \quad \text{Reduction factor of anchor resistance} \quad [3.6.1.(3)]$$

$$F_{t,Rd,s1} = \text{beta} * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$$

$$F_{t,Rd,s1} = 280.91 \text{ [kN]} \quad \text{Anchor resistance to steel failure} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$\gamma_{Ms} = 1.20 \quad \text{Partial safety factor} \quad \text{CEB [3.2.3.2]}$$

$$f_{yb} = 900.00 \text{ [MPa]} \quad \text{Yield strength of the anchor material} \quad \text{CEB [9.2.2]}$$

$$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$$

$$F_{t,Rd,s2} = 344.25 \text{ [kN]} \quad \text{Anchor resistance to steel failure} \quad \text{CEB [9.2.2]}$$

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$$F_{t,Rd,s} = 280.91 \text{ [kN]} \quad \text{Anchor resistance to steel failure}$$

PULL-OUT FAILURE

$$f_{ck} = 25.00 \text{ [MPa]} \quad \text{Characteristic compressive strength of concrete} \quad \text{EN 1992-1:[3.1.2]}$$

$$A_h = 58.27 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Bearing area of the head} \quad \text{CEB [15.1.2.3]}$$

$$p_k = 175.00 \text{ [MPa]} \quad \text{Characteristic strength of concrete (pull-out)} \quad \text{CEB [15.1.2.3]}$$

$$\gamma_{Mp} = 2.16 \quad \text{Partial safety factor} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{t,Rd,p} = p_k * A_h / \gamma_{Mp}$$

$$F_{t,Rd,p} = 505.85 \quad [\text{kN}] \quad \text{Design uplift capacity} \quad \text{CEB [9.2.3]}$$

CONCRETE CONE FAILURE

$$h_{ef} = 125 \quad [\text{mm}] \quad \text{Effective anchorage depth} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/\text{mm}^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 52.41 \quad [\text{kN}] \quad \text{Characteristic resistance of an anchor} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$s_{cr,N} = 375 \quad [\text{mm}] \quad \text{Critical width of the concrete cone} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$c_{cr,N} = 188 \quad [\text{mm}] \quad \text{Critical edge distance} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$A_{c,N0} = 1406.25 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Maximum area of concrete cone} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$A_{c,N} = 1265.62 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Actual area of concrete cone} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$$

$$\psi_{A,N} = 0.90 \quad \text{Factor related to anchor spacing and edge distance} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$c = 150 \quad [\text{mm}] \quad \text{Minimum edge distance from an anchor} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c/c_{cr,N} \leq 1.0$$

$$\psi_{s,N} = 0.94 \quad \text{Factor taking account the influence of edges of the concrete member on the distribution of stresses}$$

$$\psi_{ec,N} = 1.00 \quad \text{Factor related to distribution of tensile forces acting on anchors}$$

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}/200 \leq 1.0$$

$$\psi_{re,N} = 1.00 \quad \text{Shell spalling factor} \quad \text{CEB [9.2.]}$$

$$\psi_{ucr,N} = 1.00 \quad \text{Factor taking into account whether the anchorage is in cracked or non-cracked concrete} \quad \text{CEB [9.2.]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2.16 \quad \text{Partial safety factor} \quad \text{CEB [3.2.3.]}$$

$$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 * \psi_{A,N} * \psi_{s,N} * \psi_{ec,N} * \psi_{re,N} * \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{t,Rd,c} = 20.53 \quad [\text{kN}] \quad \text{Design anchor resistance to concrete cone failure} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

SPLITTING FAILURE

$$h_{ef} = 550 \quad [\text{mm}] \quad \text{Effective anchorage depth} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/\text{mm}^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 483.70 \quad [\text{kN}] \quad \text{Design uplift capacity} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$s_{cr,N} = 1100 \quad [\text{mm}] \quad \text{Critical width of the concrete cone} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$c_{cr,N} = 550 \quad [\text{mm}] \quad \text{Critical edge distance} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$A_{c,N0} = 25650.00 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Maximum area of concrete cone} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$A_{c,N} = 7000.00 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Actual area of concrete cone} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$$

$$\psi_{A,N} = 0.27 \quad \text{Factor related to anchor spacing and edge distance} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$c = 150 \quad [\text{mm}] \quad \text{Minimum edge distance from an anchor} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c/c_{cr,N} \leq 1.0$$

$$\psi_{s,N} = 0.78 \quad \text{Factor taking account the influence of edges of the concrete member on the distribution of stresses}$$

$$\psi_{ec,N} = 1.00 \quad \text{Factor related to distribution of tensile forces acting on anchors}$$

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}/200 \leq 1.0$$

$\Psi_{re,N} = 1.00$ Shell spalling factor CEB [9.2.5]

$\Psi_{ucr,N} = 1.00$ Factor taking into account whether the anchorage is in cracked or non-cracked concrete CEB [9.2.5]

$\Psi_{h,N} = (h/(2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$

$\Psi_{h,N} = 0.77$ Coeff. related to the foundation height CEB [9.2.5]

$\gamma_{M,sp} = 2.16$ Partial safety factor CEB [3.2.3.1]

$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c} \cdot \Psi_{A,N} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ucr,N} \cdot \Psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$

$F_{t,Rd,sp} = 37.01$ [kN] Design anchor resistance to splitting of concrete CEB [9.2.5]

TENSILE RESISTANCE OF AN ANCHOR

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$

$F_{t,Rd} = 20.53$ [kN] Tensile resistance of an anchor

BENDING OF THE BASE PLATE

Bending moment $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 232$ [mm] Effective length for a single bolt for mode 1 [6.2.6.5]

$l_{eff,2} = 232$ [mm] Effective length for a single bolt for mode 2 [6.2.6.5]

$m = 37$ [mm] Distance of a bolt from the stiffening edge [6.2.6.5]

$M_{pl,1,Rd} = 6.39$ [kN*m] Plastic resistance of a plate for mode 1 [6.2.4]

$M_{pl,2,Rd} = 6.39$ [kN*m] Plastic resistance of a plate for mode 2 [6.2.4]

$F_{T,1,Rd} = 691.02$ [kN] Resistance of a plate for mode 1 [6.2.4]

$F_{T,2,Rd} = 199.17$ [kN] Resistance of a plate for mode 2 [6.2.4]

$F_{T,3,Rd} = 82.11$ [kN] Resistance of a plate for mode 3 [6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$

$F_{t,pl,Rd,y} = 82.11$ [kN] Tension resistance of a plate [6.2.4]

Bending moment $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} = 151$ [mm] Effective length for a single bolt for mode 1 [6.2.6.5]

$l_{eff,2} = 151$ [mm] Effective length for a single bolt for mode 2 [6.2.6.5]

$m = 39$ [mm] Distance of a bolt from the stiffening edge [6.2.6.5]

$M_{pl,1,Rd} = 4.16$ [kN*m] Plastic resistance of a plate for mode 1 [6.2.4]

$M_{pl,2,Rd} = 4.16$ [kN*m] Plastic resistance of a plate for mode 2 [6.2.4]

$F_{T,1,Rd} = 427.27$ [kN] Resistance of a plate for mode 1 [6.2.4]

$F_{T,2,Rd} = 129.01$ [kN] Resistance of a plate for mode 2 [6.2.4]

$F_{T,3,Rd} = 41.05$ [kN] Resistance of a plate for mode 3 [6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$

$F_{t,pl,Rd,z} = 41.05$ [kN] Tension resistance of a plate [6.2.4]

RESISTANCES OF SPREAD FOOTING IN THE TENSION ZONE

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$

$F_{T,Rd,y} = 82.11$ [kN] Resistance of a column base in the tension zone [6.2.8.3]

$$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$$

$$F_{T,Rd,z} = 41.05 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistance of a column base in the tension zone} \quad [6.2.8.3]$$

CONNECTION CAPACITY CHECK

$$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad (6.24) \quad 0.06 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.06)$$

$$e_y = 378 \quad [\text{mm}] \quad \text{Axial force eccentricity} \quad [6.2.8.3]$$

$$z_{c,y} = 310 \quad [\text{mm}] \quad \text{Lever arm } F_{C,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(2)]$$

$$z_{t,y} = 350 \quad [\text{mm}] \quad \text{Lever arm } F_{T,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(3)]$$

$$M_{j,Rd,y} = 300.56 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Connection resistance for bending} \quad [6.2.8.3]$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad (6.23) \quad 0.57 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.57)$$

$$e_z = 78 \quad [\text{mm}] \quad \text{Axial force eccentricity} \quad [6.2.8.3]$$

$$z_{c,z} = 114 \quad [\text{mm}] \quad \text{Lever arm } F_{C,Rd,z} \quad [6.2.8.1.(2)]$$

$$z_{t,z} = 163 \quad [\text{mm}] \quad \text{Lever arm } F_{T,Rd,z} \quad [6.2.8.1.(3)]$$

$$M_{j,Rd,z} = 222.61 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Connection resistance for bending} \quad [6.2.8.3]$$

$$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad (6.23) \quad 0.16 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.16)$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0.72 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.72)$$

SHEAR

BEARING PRESSURE OF AN ANCHOR BOLT ONTO THE BASE PLATE

Shear force $V_{j,Ed,y}$

$$\alpha_{d,y} = 0.43 \quad \text{Coeff. taking account of the bolt position - in the direction of shear} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$\alpha_{b,y} = 0.43 \quad \text{Coeff. for resistance calculation } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$k_{1,y} = 2.50 \quad \text{Coeff. taking account of the bolt position - perpendicularly to the direction of shear} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = 200.17 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate} \quad [6.2.2.(7)]$$

Shear force $V_{j,Ed,z}$

$$\alpha_{d,z} = 0.57 \quad \text{Coeff. taking account of the bolt position - in the direction of shear} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$\alpha_{b,z} = 0.57 \quad \text{Coeff. for resistance calculation } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$k_{1,z} = 1.92 \quad \text{Coeff. taking account of the bolt position - perpendicularly to the direction of shear} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = 205.05 \quad [\text{kN}] \quad \text{Resistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate} \quad [6.2.2.(7)]$$

SHEAR OF AN ANCHOR BOLT

$\alpha_b = 0.25$ Coeff. for resistance calculation $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

$A_{vb} = 5.73 \text{ [cm}^2\text{]}$ Area of bolt section [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 1000.00 \text{ [MPa]}$ Tensile strength of the anchor material [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1.25$ Partial safety factor [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b * f_{ub} * A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 113.59 \text{ [kN]}$ Shear resistance of a bolt - without lever arm [6.2.2.(7)]

$\alpha_M = 2.00$ Factor related to the fastening of an anchor in the foundation CEB [9.3.2.2]

$M_{Rk,s} = 2.61 \text{ [kN*m]}$ Characteristic bending resistance of an anchor CEB [9.3.2.2]

$l_{sm} = 74 \text{ [mm]}$ Lever arm length CEB [9.3.2.2]

$\gamma_{Ms} = 1.20$ Partial safety factor CEB [3.2.3.2]

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M * M_{Rk,s} / (l_{sm} * \gamma_{Ms})$$

$F_{v,Rd,sm} = 59.15 \text{ [kN]}$ Shear resistance of a bolt - with lever arm CEB [9.3.1]

CONCRETE PRY-OUT FAILURE

$N_{Rk,c} = 44.34 \text{ [kN]}$ Design uplift capacity CEB [9.2.4]

$k_3 = 2.00$ Factor related to the anchor length CEB [9.3.3]

$\gamma_{Mc} = 2.16$ Partial safety factor CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,cp} = 41.05 \text{ [kN]}$ Concrete resistance for pry-out failure CEB [9.3.1]

CONCRETE EDGE FAILURE

Shear force $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 = 245.80 \text{ [kN]}$ Characteristic resistance of an anchor

$\psi_{A,V,y} = 0.53$ Factor related to anchor spacing and edge distance

$\psi_{h,V,y} = 1.00$ Factor related to the foundation thickness

$\psi_{s,V,y} = 0.86$ Factor related to the influence of edges parallel to the shear load direction

$\psi_{ec,V,y} = 1.00$ Factor taking account a group effect when different shear loads are acting on the individual

$\psi_{\alpha,V,y} = 1.00$ Factor related to the angle at which the shear load is applied

$\psi_{ucr,V,y} = 1.00$ Factor related to the type of edge reinforcement used

$\gamma_{Mc} = 2.16$ Partial safety factor

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * \psi_{A,V,y} * \psi_{h,V,y} * \psi_{s,V,y} * \psi_{ec,V,y} * \psi_{\alpha,V,y} * \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,c,y} = 52.19 \text{ [kN]}$ Concrete resistance for edge failure CEB [9.3.1]

Shear force $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 = 175.88$ [kN] Characteristic resistance of an anchor

$\psi_{A,V,z} = 0.83$ Factor related to anchor spacing and edge distance

$\psi_{h,V,z} = 1.00$ Factor related to the foundation thickness

$\psi_{s,V,z} = 0.95$ Factor related to the influence of edges parallel to the shear load direction

$\psi_{ec,V,z} = 1.00$ Factor taking account a group effect when different shear loads are acting on the individual

$\psi_{\alpha,V,z} = 1.00$ Factor related to the angle at which the shear load is applied

$\psi_{ucr,V,z} = 1.00$ Factor related to the type of edge reinforcement used

$\gamma_{Mc} = 2.16$ Partial safety factor

$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 \psi_{A,V,z} \psi_{h,V,z} \psi_{s,V,z} \psi_{ec,V,z} \psi_{\alpha,V,z} \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$

$F_{v,Rd,c,z} = 64.46$ [kN] Concrete resistance for edge failure CEB [9.3.1]

SPLITTING RESISTANCE

$C_{f,d} = 0.30$ Coeff. of friction between the base plate and concrete [6.2.2.(6)]

$N_{c,Ed} = 450.00$ [kN] Compressive force [6.2.2.(6)]

$F_{f,Rd} = C_{f,d} N_{c,Ed}$

$F_{f,Rd} = 135.00$ [kN] Slip resistance [6.2.2.(6)]

BEARING PRESSURE OF THE WEDGE ONTO CONCRETE

$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 l_w b_{wy} f_{ck} / \gamma_c$

$F_{v,Rd,wg,y} = 233.33$ [kN] Resistance for bearing pressure of the wedge onto concrete

$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 l_w b_{wz} f_{ck} / \gamma_c$

$F_{v,Rd,wg,z} = 128.33$ [kN] Resistance for bearing pressure of the wedge onto concrete

SHEAR CHECK

$V_{j,Rd,y} = n_b \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd,y}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y} = 696.76$ [kN] Connection resistance for shear CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1.0$ $0.01 < 1.00$ **verified** (0.01)

$V_{j,Rd,z} = n_b \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd,z}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z} = 591.76$ [kN] Connection resistance for shear CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1.0$ $0.17 < 1.00$ **verified** (0.17)

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1.0$ $0.19 < 1.00$ **verified** (0.19)

STIFFENER CHECK

Trapezoid plate parallel to the column web

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014
 Author:
 Address:

File: **ligacoes.rtd**
 Project: ligacoes

$M_1 = 6.16$ [kN*m] Bending moment acting on a stiffener
 $Q_1 = 128.25$ [kN] Shear force acting on a stiffener
 $z_s = 77$ [mm] Location of the neutral axis (from the plate base)
 $I_s = 6744.00$ [cm⁴] Moment of inertia of a stiffener
 $\sigma_d = 5.17$ [MPa] Normal stress on the contact surface between stiffener and plate EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
 $\sigma_g = 22.21$ [MPa] Normal stress in upper fibers EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
 $\tau = 42.75$ [MPa] Tangent stress in a stiffener EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
 $\sigma_z = 74.22$ [MPa] Equivalent stress on the contact surface between stiffener and plate EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
 $\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) $0.27 < 1.00$ **verified** (0.27)

WELDS BETWEEN THE COLUMN AND THE BASE PLATE

$\sigma_{\perp} = 40.37$ [MPa] Normal stress in a weld [4.5.3.(7)]
 $\tau_{\perp} = 40.37$ [MPa] Perpendicular tangent stress [4.5.3.(7)]
 $\tau_{yII} = -2.96$ [MPa] Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,y}$ [4.5.3.(7)]
 $\tau_{zII} = -3.83$ [MPa] Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,z}$ [4.5.3.(7)]
 $\beta_W = 0.85$ Resistance-dependent coefficient [4.5.3.(7)]
 $\sigma_{\perp} / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1) $0.13 < 1.00$ **verified** (0.13)
 $\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2)) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1) $0.20 < 1.00$ **verified** (0.20)
 $\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1) $0.14 < 1.00$ **verified** (0.14)

VERTICAL WELDS OF STIFFENERS

Trapezoid plate parallel to the column web

$\sigma_{\perp} = 0.00$ [MPa] Normal stress in a weld [4.5.3.(7)]
 $\tau_{\perp} = 0.00$ [MPa] Perpendicular tangent stress [4.5.3.(7)]
 $\tau_{II} = 127.23$ [MPa] Parallel tangent stress [4.5.3.(7)]
 $\sigma_z = 0.00$ [MPa] Total equivalent stress [4.5.3.(7)]
 $\beta_W = 0.85$ Resistance-dependent coefficient [4.5.3.(7)]
 $\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0.54 < 1.00$ **verified** (0.54)

TRANSVERSAL WELDS OF STIFFENERS

Trapezoid plate parallel to the column web

$\sigma_{\perp} = 67.47$ [MPa] Normal stress in a weld [4.5.3.(7)]
 $\tau_{\perp} = 67.47$ [MPa] Perpendicular tangent stress [4.5.3.(7)]
 $\tau_{II} = 35.07$ [MPa] Parallel tangent stress [4.5.3.(7)]
 $\sigma_z = 147.99$ [MPa] Total equivalent stress [4.5.3.(7)]
 $\beta_W = 0.85$ Resistance-dependent coefficient [4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0.37 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.37)$$

CONNECTION STIFFNESS

Bending moment $M_{j,Ed,y}$

$$b_{eff} = 117 \quad [\text{mm}] \quad \text{Effective width of the bearing pressure zone under the flange} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$l_{eff} = 312 \quad [\text{mm}] \quad \text{Effective length of the bearing pressure zone under the flange} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$$

$$k_{13,y} = 22 \quad [\text{mm}] \quad \text{Stiffness coeff. of compressed concrete} \quad [\text{Table 6.11}]$$

$$l_{eff} = 232 \quad [\text{mm}] \quad \text{Effective length for a single bolt for mode 2} \quad [6.2.6.5]$$

$$m = 37 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance of a bolt from the stiffening edge} \quad [6.2.6.5]$$

$$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff}^3 * t_p^3 / (m^3)$$

$$k_{15,y} = 16 \quad [\text{mm}] \quad \text{Stiffness coeff. of the base plate subjected to tension} \quad [\text{Table 6.11}]$$

$$L_b = 310 \quad [\text{mm}] \quad \text{Effective anchorage depth} \quad [\text{Table 6.11}]$$

$$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$$

$$k_{16,y} = 2 \quad [\text{mm}] \quad \text{Stiffness coeff. of an anchor subjected to tension} \quad [\text{Table 6.11}]$$

$$\lambda_{0,y} = 0.28 \quad \text{Column slenderness} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

$$S_{j,ini,y} = 524247.06 \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Initial rotational stiffness} \quad [\text{Table 6.12}]$$

$$S_{j,rig,y} = 1158213.00 \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Stiffness of a rigid connection} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y} \quad \text{SEMI-RIGID} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

Bending moment $M_{j,Ed,z}$

$$k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 * E)$$

$$k_{13,z} = 33 \quad [\text{mm}] \quad \text{Stiffness coeff. of compressed concrete} \quad [\text{Table 6.11}]$$

$$l_{eff} = 151 \quad [\text{mm}] \quad \text{Effective length for a single bolt for mode 2} \quad [6.2.6.5]$$

$$m = 39 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance of a bolt from the stiffening edge} \quad [6.2.6.5]$$

$$k_{15,z} = 0.425 * l_{eff}^3 * t_p^3 / (m^3)$$

$$k_{15,z} = 9 \quad [\text{mm}] \quad \text{Stiffness coeff. of the base plate subjected to tension} \quad [\text{Table 6.11}]$$

$$L_b = 310 \quad [\text{mm}] \quad \text{Effective anchorage depth} \quad [\text{Table 6.11}]$$

$$k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$$

$$k_{16,z} = 2 \quad [\text{mm}] \quad \text{Stiffness coeff. of an anchor subjected to tension} \quad [\text{Table 6.11}]$$

$$\lambda_{0,z} = 1.48 \quad \text{Column slenderness} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

$$S_{j,ini,z} = 182698.39 \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Initial rotational stiffness} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,rig,z} = 41924.61 \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Stiffness of a rigid connection} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z} \quad \text{RIGID} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014
Author:
Address:

File: **ligacoes.rtd**
Project: ligacoes

WEAKEST COMPONENT:

FOUNDATION - CONCRETE CONE PULL-OUT FAILURE

Connection conforms to the code

Ratio 0.72

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014
 Author:
 Address:

File: **ligacoes.rtd**
 Project: ligacoes



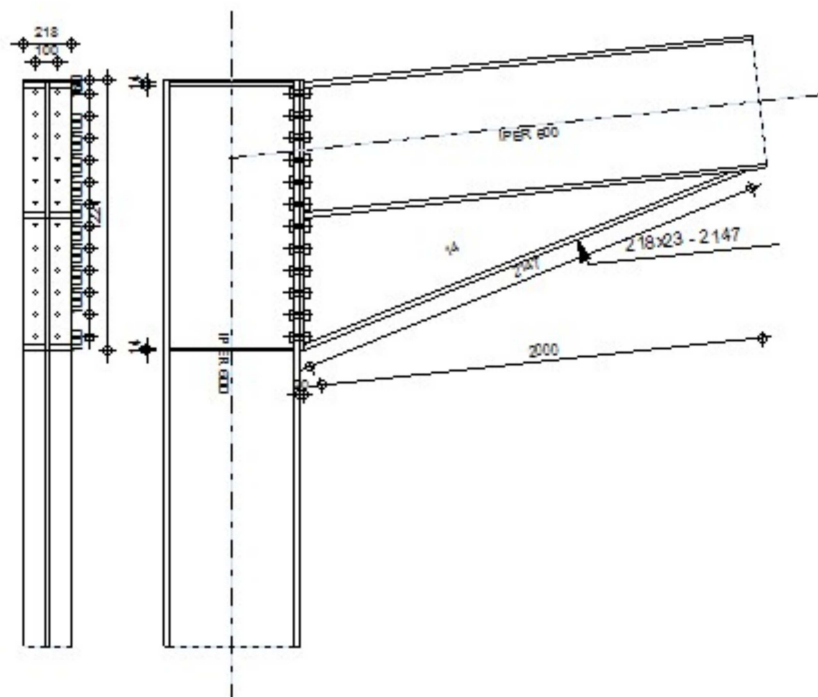
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

Design of fixed beam-to-column connection

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio
0.85



GENERAL

Connection no.: 3
 Connection name: Frame knee

GEOMETRY

COLUMN

Section: IPER 600

$\alpha = -90.0$ [Deg] Inclination angle
 $h_c = 608$ [mm] Height of column section
 $b_{fc} = 218$ [mm] Width of column section
 $t_{wc} = 14$ [mm] Thickness of the web of column section
 $t_{fc} = 23$ [mm] Thickness of the flange of column section
 $r_c = 24$ [mm] Radius of column section fillet
 $A_c = 183.90$ [cm²] Cross-sectional area of a column
 $I_{xc} = 110306.00$ [cm⁴] Moment of inertia of the column section

Material: S 275

$f_{yc} = 275.00$ [MPa] Resistance

BEAM

Section: IPER 600

$\alpha = 6.0$ [Deg] Inclination angle

$h_b = 608$ [mm] Height of beam section

$b_f = 218$ [mm] Width of beam section

$t_{wb} = 14$ [mm] Thickness of the web of beam section

$t_{fb} = 23$ [mm] Thickness of the flange of beam section

$r_b = 24$ [mm] Radius of beam section fillet

$r_b = 24$ [mm] Radius of beam section fillet

$A_b = 183.90$ [cm²] Cross-sectional area of a beam

$I_{xb} = 110306.00$ [cm⁴] Moment of inertia of the beam section

Material: S 275

$f_{yb} = 275.00$ [MPa] Resistance

BOLTS

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

$d = 24$ [mm] Bolt diameter

Class = 10.9 Bolt class

$F_{tRd} = 254.16$ [kN] Tensile resistance of a bolt

$n_h = 2$ Number of bolt columns

$n_v = 12$ Number of bolt rows

$h_1 = 61$ [mm] Distance between first bolt and upper edge of front plate

Horizontal spacing $e_i = 100$ [mm]

Vertical spacing $p_i = 100; 100; 100; 100; 100; 100; 100; 100; 100; 100; 100$ [mm]

PLATE

$h_p = 1221$ [mm] Plate height

$b_p = 218$ [mm] Plate width

$t_p = 20$ [mm] Plate thickness

Material: S 275

$f_{yp} = 275.00$ [MPa] Resistance

LOWER STIFFENER

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014
 Author:
 Address:

File: **ligacoes.rtd**
 Project: ligacoes

$w_d = 218$ [mm] Plate width
 $t_{fd} = 23$ [mm] Flange thickness
 $h_d = 600$ [mm] Plate height
 $t_{wd} = 14$ [mm] Web thickness
 $l_d = 2000$ [mm] Plate length
 $\alpha = 22.1$ [Deg] Inclination angle
 Material: S 275
 $f_{ybu} = 235.00$ [MPa] Resistance

COLUMN STIFFENER

Upper

$h_{su} = 562$ [mm] Stiffener height
 $b_{su} = 102$ [mm] Stiffener width
 $t_{hu} = 14$ [mm] Stiffener thickness
 Material: S 275
 $f_{ysu} = 275.00$ [MPa] Resistance

Lower

$h_{sd} = 562$ [mm] Stiffener height
 $b_{sd} = 102$ [mm] Stiffener width
 $t_{hd} = 14$ [mm] Stiffener thickness
 Material: S 275
 $f_{ysu} = 275.00$ [MPa] Resistance

FILLET WELDS

$a_w = 5$ [mm] Web weld
 $a_f = 10$ [mm] Flange weld
 $a_s = 5$ [mm] Stiffener weld
 $a_{fd} = 10$ [mm] Horizontal weld

MATERIAL FACTORS

$\gamma_{M0} =$	1.00	Partial safety factor	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1.00	Partial safety factor	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1.25	Partial safety factor	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1.25	Partial safety factor	[2.2]

LOADS

Ultimate limit state

Case: Manual calculations.

$M_{b1,Ed} = -1067.00$ [kN*m] Bending moment in the right beam
 $V_{b1,Ed} = 231.00$ [kN] Shear force in the right beam
 $N_{b1,Ed} = -260.00$ [kN] Axial force in the right beam
 $M_{c1,Ed} = -1057.00$ [kN*m] Bending moment in the lower column
 $V_{c1,Ed} = 218.00$ [kN] Shear force in the lower column
 $N_{c1,Ed} = -288.00$ [kN] Axial force in the lower column

RESULTS

BEAM RESISTANCES

COMPRESSION

$A_b = 183.90$ [cm²] Area EN1993-1-1:[6.2.4]
 $N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $N_{cb,Rd} = 5057.36$ [kN] Design compressive resistance of the section EN1993-1-1:[6.2.4]

SHEAR

$A_{vb} = 181.88$ [cm²] Shear area EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$
 $V_{cb,Rd} = 2887.80$ [kN] Design sectional resistance for shear EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
 $V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ 0.08 < 1.00 **verified** (0.08)

BENDING - PLASTIC MOMENT (WITHOUT BRACKETS)

$W_{plb} = 4175.16$ [cm³] Plastic section modulus EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
 $M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $M_{b,pl,Rd} = 1148.17$ [kN*m] Plastic resistance of the section for bending (without stiffeners) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

BENDING ON THE CONTACT SURFACE WITH PLATE OR CONNECTED ELEMENT

$W_{pl} = 9233.74$ [cm³] Plastic section modulus EN1993-1-1:[6.2.5]
 $M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $M_{cb,Rd} = 2539.28$ [kN*m] Design resistance of the section for bending EN1993-1-1:[6.2.5]

FLANGE AND WEB - COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 2539.28$ [kN*m] Design resistance of the section for bending EN1993-1-1:[6.2.5]
 $h_f = 1187$ [mm] Distance between the centroids of flanges [6.2.6.7.(1)]
 $F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$
 $F_{c,fb,Rd} = 2138.57$ [kN] Resistance of the compressed flange and web [6.2.6.7.(1)]

WEB OR BRACKET FLANGE - COMPRESSION - LEVEL OF THE BEAM BOTTOM FLANGE

Bearing:

$$\begin{aligned} \beta &= 6.0 \text{ [Deg]} && \text{Angle between the front plate and the beam} \\ \gamma &= 22.1 \text{ [Deg]} && \text{Inclination angle of the bracket plate} \\ b_{\text{eff,c,wb}} &= 346 \text{ [mm]} && \text{Effective width of the web for compression} && [6.2.6.2.(1)] \\ A_{\text{vb}} &= 97.88 \text{ [cm}^2\text{]} && \text{Shear area} && \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]} \\ \omega &= 0.87 && \text{Reduction factor for interaction with shear} && [6.2.6.2.(1)] \\ \sigma_{\text{com,Ed}} &= 0.00 \text{ [MPa]} && \text{Maximum compressive stress in web} && [6.2.6.2.(2)] \\ k_{\text{wc}} &= 1.00 && \text{Reduction factor conditioned by compressive stresses} && [6.2.6.2.(2)] \\ F_{\text{c,wb,Rd1}} &= [\omega k_{\text{wc}} b_{\text{eff,c,wb}} t_{\text{wb}} f_{\text{yb}} / \gamma_{\text{M0}}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta) \\ F_{\text{c,wb,Rd1}} &= 3867.64 \text{ [kN]} && \text{Beam web resistance} && [6.2.6.2.(1)] \end{aligned}$$

Buckling:

$$\begin{aligned} d_{\text{wb}} &= 514 \text{ [mm]} && \text{Height of compressed web} && [6.2.6.2.(1)] \\ \lambda_{\text{p}} &= 1.02 && \text{Plate slenderness of an element} && [6.2.6.2.(1)] \\ \rho &= 0.79 && \text{Reduction factor for element buckling} && [6.2.6.2.(1)] \\ F_{\text{c,wb,Rd2}} &= [\omega k_{\text{wc}} \rho b_{\text{eff,c,wb}} t_{\text{wb}} f_{\text{yb}} / \gamma_{\text{M1}}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta) \\ F_{\text{c,wb,Rd2}} &= 3057.36 \text{ [kN]} && \text{Beam web resistance} && [6.2.6.2.(1)] \end{aligned}$$

Resistance of the bracket flange

$$\begin{aligned} F_{\text{c,wb,Rd3}} &= b_{\text{b}} t_{\text{b}} f_{\text{yb}} / (0.8 \gamma_{\text{M0}}) \\ F_{\text{c,wb,Rd3}} &= 1723.56 \text{ [kN]} && \text{Resistance of the bracket flange} && [6.2.6.7.(1)] \end{aligned}$$

Final resistance:

$$\begin{aligned} F_{\text{c,wb,Rd,low}} &= \text{Min} (F_{\text{c,wb,Rd1}}, F_{\text{c,wb,Rd2}}, F_{\text{c,wb,Rd3}}) \\ F_{\text{c,wb,Rd,low}} &= 1723.56 \text{ [kN]} && \text{Beam web resistance} && [6.2.6.2.(1)] \end{aligned}$$

COLUMN RESISTANCES

WEB PANEL - SHEAR

$$\begin{aligned} M_{\text{b1,Ed}} &= -1067.00 \text{ [kN*m]} && \text{Bending moment (right beam)} && [5.3.(3)] \\ M_{\text{b2,Ed}} &= 0.00 \text{ [kN*m]} && \text{Bending moment (left beam)} && [5.3.(3)] \\ V_{\text{c1,Ed}} &= 218.00 \text{ [kN]} && \text{Shear force (lower column)} && [5.3.(3)] \\ V_{\text{c2,Ed}} &= 0.00 \text{ [kN]} && \text{Shear force (upper column)} && [5.3.(3)] \\ z &= 1089 \text{ [mm]} && \text{Lever arm} && [6.2.5] \\ V_{\text{wp,Ed}} &= (M_{\text{b1,Ed}} - M_{\text{b2,Ed}}) / z - (V_{\text{c1,Ed}} - V_{\text{c2,Ed}}) / 2 \\ V_{\text{wp,Ed}} &= -1088.70 \text{ [kN]} && \text{Shear force acting on the web panel} && [5.3.(3)] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{vs} &= 97.88 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Shear area of the column web} && \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]} \\
 A_{vc} &= 97.88 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Shear area} && \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]} \\
 d_s &= 1187 \text{ [mm]} \text{ Distance between the centroids of stiffeners} && [6.2.6.1.(4)] \\
 M_{pl,fc,Rd} &= 7.93 \text{ [kN*m]} \text{ Plastic resistance of the column flange for bending} && [6.2.6.1.(4)] \\
 M_{pl,stu,Rd} &= 2.94 \text{ [kN*m]} \text{ Plastic resistance of the upper transverse stiffener for bending} && [6.2.6.1.(4)] \\
 M_{pl,sti,Rd} &= 2.94 \text{ [kN*m]} \text{ Plastic resistance of the lower transverse stiffener for bending} && [6.2.6.1.(4)] \\
 V_{wp,Rd} &= 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s) \\
 V_{wp,Rd} &= 1417.01 \text{ [kN]} \text{ Resistance of the column web panel for shear} && [6.2.6.1]
 \end{aligned}$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1.0 \quad 0.77 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.77)$$

WEB - TRANSVERSE COMPRESSION - LEVEL OF THE BEAM BOTTOM FLANGE

Bearing:

$$\begin{aligned}
 t_{wc} &= 14 \text{ [mm]} \text{ Effective thickness of the column web} && [6.2.6.2.(6)] \\
 b_{eff,c,wc} &= 294 \text{ [mm]} \text{ Effective width of the web for compression} && [6.2.6.2.(1)] \\
 A_{vc} &= 97.88 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Shear area} && \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]} \\
 \omega &= 0.90 \text{ Reduction factor for interaction with shear} && [6.2.6.2.(1)] \\
 \sigma_{com,Ed} &= 261.93 \text{ [MPa]} \text{ Maximum compressive stress in web} && [6.2.6.2.(2)] \\
 k_{wc} &= 0.75 \text{ Reduction factor conditioned by compressive stresses} && [6.2.6.2.(2)] \\
 A_s &= 28.56 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Area of the web stiffener} && \text{EN1993-1-1:[6.2.4]} \\
 F_{c,wc,Rd1} &= \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0} \\
 F_{c,wc,Rd1} &= 1548.31 \text{ [kN]} \text{ Column web resistance} && [6.2.6.2.(1)]
 \end{aligned}$$

Buckling:

$$\begin{aligned}
 d_{wc} &= 514 \text{ [mm]} \text{ Height of compressed web} && [6.2.6.2.(1)] \\
 \lambda_p &= 0.94 \text{ Plate slenderness of an element} && [6.2.6.2.(1)] \\
 \rho &= 0.84 \text{ Reduction factor for element buckling} && [6.2.6.2.(1)] \\
 \lambda_s &= 7.90 \text{ Stiffener slenderness} && \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]} \\
 \chi_s &= 1.00 \text{ Buckling coefficient of the stiffener} && \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]} \\
 F_{c,wc,Rd2} &= \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1} \\
 F_{c,wc,Rd2} &= 1426.10 \text{ [kN]} \text{ Column web resistance} && [6.2.6.2.(1)]
 \end{aligned}$$

Final resistance:

$$\begin{aligned}
 F_{c,wc,Rd,low} &= \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2}) \\
 F_{c,wc,Rd} &= 1426.10 \text{ [kN]} \text{ Column web resistance} && [6.2.6.2.(1)]
 \end{aligned}$$

WEB - TRANSVERSE COMPRESSION - LEVEL OF THE BEAM TOP FLANGE

Bearing:

$$t_{wc} = 14 \text{ [mm]} \quad \text{Effective thickness of the column web} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 302 \text{ [mm]} \quad \text{Effective width of the web for compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 97.88 \text{ [cm}^2] \quad \text{Shear area} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0.90 \quad \text{Reduction factor for interaction with shear} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 261.93 \text{ [MPa]} \quad \text{Maximum compressive stress in web} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 0.75 \quad \text{Reduction factor conditioned by compressive stresses} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 28.56 \text{ [cm}^2] \quad \text{Area of the web stiffener} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 1565.68 \text{ [kN]} \quad \text{Column web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Buckling:

$$d_{wc} = 514 \text{ [mm]} \quad \text{Height of compressed web} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0.95 \quad \text{Plate slenderness of an element} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0.83 \quad \text{Reduction factor for element buckling} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 7.90 \quad \text{Stiffener slenderness} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1.00 \quad \text{Buckling coefficient of the stiffener} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 1434.05 \text{ [kN]} \quad \text{Column web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Final resistance:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 1434.05 \text{ [kN]} \quad \text{Column web resistance} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

GEOMETRICAL PARAMETERS OF A CONNECTION

EFFECTIVE LENGTHS AND PARAMETERS - COLUMN FLANGE

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	24	–	59	–	100	150	194	150	194	175	159	159	159
2	24	–	59	–	100	150	169	150	169	200	100	100	100
3	24	–	59	–	100	150	169	150	169	200	100	100	100
4	24	–	59	–	100	150	169	150	169	200	100	100	100
5	24	–	59	–	100	150	169	150	169	200	100	100	100
6	24	–	59	–	100	150	169	150	169	200	100	100	100
7	24	–	59	–	100	150	169	150	169	200	100	100	100
8	24	–	59	–	100	150	169	150	169	200	100	100	100
9	24	–	59	–	100	150	169	150	169	200	100	100	100
10	24	–	59	–	100	150	169	150	169	200	100	100	100
11	24	–	59	–	100	150	169	150	169	200	100	100	100
12	24	–	59	–	100	150	214	150	214	175	180	175	180

EFFECTIVE LENGTHS AND PARAMETERS - FRONT PLATE

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	37	–	59	–	100	235	284	235	284	217	223	217	223
2	37	–	59	–	100	235	223	223	223	200	100	100	100
3	37	–	59	–	100	235	223	223	223	200	100	100	100
4	37	–	59	–	100	235	223	223	223	200	100	100	100
5	37	–	59	–	100	235	223	223	223	200	100	100	100
6	37	–	59	–	100	235	223	223	223	200	100	100	100
7	37	–	59	–	100	235	223	223	223	200	100	100	100
8	37	–	59	–	100	235	223	223	223	200	100	100	100
9	37	–	59	–	100	235	223	223	223	200	100	100	100
10	37	–	59	–	100	235	223	223	223	200	100	100	100
11	37	–	59	–	100	235	223	223	223	200	100	100	100
12	37	–	59	–	100	235	223	223	223	217	162	162	162

m – Bolt distance from the web

m_x – Bolt distance from the beam flange

e – Bolt distance from the outer edge

e_x – Bolt distance from the horizontal outer edge

p – Distance between bolts

l_{eff,cp} – Effective length for a single bolt in the circular failure model_{eff,nc} – Effective length for a single bolt in the non-circular failure model_{eff,1} – Effective length for a single bolt for mode 1l_{eff,2} – Effective length for a single bolt for mode 2l_{eff,cp,g} – Effective length for a group of bolts in the circular failure model_{eff,nc,g} – Effective length for a group of bolts in the non-circular failure model_{eff,1,g} – Effective length for a group of bolts for mode 1l_{eff,2,g} – Effective length for a group of bolts for mode 2**CONNECTION RESISTANCE FOR COMPRESSION**

$$N_{j,Rd} = \min (N_{cb,Rd} , 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 2852.20 \quad [\text{kN}] \quad \text{Connection resistance for compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.09 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.09)$$

CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING

$$F_{t,Rd} = 254.16 \quad [\text{kN}] \quad \text{Bolt resistance for tension} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 466.87 \quad [\text{kN}] \quad \text{Punching shear resistance of a bolt} \quad [\text{Table 3.4}]$$

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014
 Author:
 Address:

File: **ligacoes.rtd**
 Project: ligacoes

$F_{t,fc,Rd}$ – column flange resistance due to bending

$F_{t,wc,Rd}$ – column web resistance due to tension

$F_{t,ep,Rd}$ – resistance of the front plate due to bending

$F_{t,wb,Rd}$ – resistance of the web in tension

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{\text{eff},t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{\text{eff},t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formula	$F_{t1,Rd,comp}$	Component
$F_{t,fc,Rd(1)} = 508.32$	508.32	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(1)} = 559.34$	559.34	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(1)} = 468.57$	468.57	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(1)} = 903.34$	903.34	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 933.73$	933.73	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta = 1417.01$	1417.01	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} = 1434.05$	1434.05	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} = 2138.57$	2138.57	Beam flange - compression
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	468.57	Bolt row resistance

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formula	$F_{t2,Rd,comp}$	Component
$F_{t,fc,Rd(2)} = 508.32$	508.32	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(2)} = 559.34$	559.34	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(2)} = 428.45$	428.45	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(2)} = 859.02$	859.02	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 933.73$	933.73	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1417.01 - 468.57$	948.44	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1434.05 - 468.57$	965.48	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 2138.57 - 468.57$	1670.00	Beam flange - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 917.21 - 468.57$	448.64	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 919.93 - 468.57$	451.36	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 776.13 - 468.57$	307.56	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1242.97 - 468.57$	774.40	Beam web - tension - group
$F_{t2,Rd} = \text{Min}(F_{t2,Rd,comp})$	307.56	Bolt row resistance

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 3

$F_{t3,Rd,comp}$ - Formula	$F_{t3,Rd,comp}$	Component
$F_{t,fc,Rd(3)} = 508.32$	508.32	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(3)} = 559.34$	559.34	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(3)} = 428.45$	428.45	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(3)} = 859.02$	859.02	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 933.73$	933.73	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1417.01 - 776.13$	640.87	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1434.05 - 776.13$	657.92	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 2138.57 - 776.13$	1362.44	Beam flange - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 836.46 - 307.56$	528.90	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 732.05 - 307.56$	424.49	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1335.44 - 776.13$	559.31	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1193.89 - 776.13$	417.76	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 589.13 - 307.56$	281.57	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 770.00 - 307.56$	462.44	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1123.99 - 776.13$	347.86	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1627.97 - 776.13$	851.83	Beam web - tension - group
$F_{t3,Rd} = \text{Min}(F_{t3,Rd,comp})$	281.57	Bolt row resistance

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014
 Author:
 Address:

File: **ligacoes.rtd**
 Project: ligacoes

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 4

$F_{t4,Rd,comp}$ - Formula	$F_{t4,Rd,comp}$	Component
$F_{t,fc,Rd(4)} = 508.32$	508.32	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(4)} = 559.34$	559.34	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(4)} = 428.45$	428.45	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(4)} = 859.02$	859.02	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 933.73$	933.73	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 1417.01 - 1057.70$	359.31	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1434.05 - 1057.70$	376.35	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 2138.57 - 1057.70$	1080.87	Beam flange - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 836.46 - 281.57$	554.89	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 732.05 - 281.57$	450.48	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 1254.69 - 589.13$	665.56	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 1037.50 - 589.13$	448.37	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1753.68 - 1057.70$	695.97	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1415.62 - 1057.70$	357.91	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 589.13 - 281.57$	307.56	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 770.00 - 281.57$	488.43	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 883.70 - 589.13$	294.57	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 1155.00 - 589.13$	565.87	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1471.85 - 1057.70$	414.15	Front plate - tension - group

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 5

F_{t5,Rd,comp} - Formula	F_{t5,Rd,comp}	Component
$F_{t,fc,Rd(5)} = 508.32$	508.32	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(5)} = 559.34$	559.34	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(5)} = 428.45$	428.45	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(5)} = 859.02$	859.02	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 933.73$	933.73	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1417.01 - 1352.27$	64.74	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1434.05 - 1352.27$	81.79	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 2138.57 - 1352.27$	786.30	Beam flange - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 836.46 - 294.57$	541.90	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 732.05 - 294.57$	437.48	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 1254.69 - 576.13$	678.56	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 1037.50 - 576.13$	461.36	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 1672.92 - 883.70$	789.23	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 1289.85 - 883.70$	406.15	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 2171.91 - 1352.27$	819.64	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1591.18 - 1352.27$	238.91	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 589.13 - 294.57$	294.57	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 770.00 - 294.57$	475.43	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 883.70 - 576.13$	307.56	Front plate - tension - group

RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 6

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014
 Author:
 Address:

File: **ligacoes.rtd**
 Project: ligacoes

F_{t6,Rd,comp} - Formula	F_{t6,Rd,comp}	Component
$F_{t,fc,Rd(6)} = 508.32$	508.32	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(6)} = 559.34$	559.34	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(6)} = 428.45$	428.45	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(6)} = 859.02$	859.02	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 933.73$	933.73	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 1417.01 - 1417.01$	0.00	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 1434.05 - 1417.01$	17.05	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 2138.57 - 1417.01$	721.56	Beam flange - compression
$F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 836.46 - 64.74$	771.72	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 732.05 - 64.74$	667.31	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 1254.69 - 359.31$	895.39	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 1037.50 - 359.31$	678.19	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 1672.92 - 640.87$	1032.05	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 1289.85 - 640.87$	648.97	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 2091.15 - 948.44$	1142.72	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 1491.92 - 948.44$	543.48	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 2590.14 - 1417.01$	1173.13	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 1728.90 - 1417.01$	311.89	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 589.13 - 64.74$	524.39	Front plate - tension - group

The remaining bolts are inactive (they do not carry loads) because resistance of one of the connection components has been used up or these bolts are positioned below the center of rotation.

SUMMARY TABLE OF FORCES

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{tfc,Rd}$	$F_{twc,Rd}$	$F_{tep,Rd}$	$F_{twb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	1139	468.57	508.32	559.34	468.57	903.34	508.32	933.73
2	1039	307.56	508.32	559.34	428.45	859.02	508.32	933.73
3	939	281.57	508.32	559.34	428.45	859.02	508.32	933.73
4	839	294.57	508.32	559.34	428.45	859.02	508.32	933.73
5	739	64.74	508.32	559.34	428.45	859.02	508.32	933.73
6	639	–	508.32	559.34	428.45	859.02	508.32	933.73
7	539	–	508.32	559.34	428.45	859.02	508.32	933.73
8	439	–	508.32	559.34	428.45	859.02	508.32	933.73
9	339	–	508.32	559.34	428.45	859.02	508.32	933.73
10	239	–	508.32	559.34	428.45	859.02	508.32	933.73
11	139	–	508.32	559.34	428.45	859.02	508.32	933.73
12	39	–	508.32	559.34	428.45	859.02	508.32	933.73

CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 1412.79 \text{ [kN*m]} \quad \text{Connection resistance for bending} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1.0 \quad 0.76 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.76)$$

VERIFICATION OF M+N INTERACTION

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1 \quad [6.2.5.1.(3)]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \quad 0.85 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.85)$$

CONNECTION RESISTANCE FOR SHEAR

$$\alpha_v = 0.60 \quad \text{Coefficient for calculation of } F_{v,Rd} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0.85 \quad \text{Reduction factor for long connections} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 183.67 \text{ [kN]} \quad \text{Shear resistance of a single bolt} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 254.16 \text{ [kN]} \quad \text{Tensile resistance of a single bolt} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 412.80 \text{ [kN]} \quad \text{Bearing resistance of an intermediate bolt} \quad [\text{Table 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 321.11 \text{ [kN]} \quad \text{Bearing resistance of an outermost bolt} \quad [\text{Table 3.4}]$$

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014
 Author:
 Address:

File: **ligacoes.rtd**
 Project: ligacoes

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	508.32	-21.67	468.57	353.88	332.22	195.86
2	508.32	-21.67	307.56	232.28	210.62	258.62
3	508.32	-21.67	281.57	212.65	190.99	268.76
4	508.32	-21.67	294.57	222.47	200.80	263.69
5	508.32	-21.67	64.74	48.89	27.23	353.29
6	508.32	-21.67	0.00	0.00	-21.67	367.34
7	508.32	-21.67	0.00	0.00	-21.67	367.34
8	508.32	-21.67	0.00	0.00	-21.67	367.34
9	508.32	-21.67	0.00	0.00	-21.67	367.34
10	508.32	-21.67	0.00	0.00	-21.67	367.34
11	508.32	-21.67	0.00	0.00	-21.67	367.34
12	508.32	-21.67	0.00	0.00	-21.67	367.34

$F_{tj,Rd,N}$ – Bolt row resistance for simple tension

$F_{tj,Ed,N}$ – Force due to axial force in a bolt row

$F_{tj,Rd,M}$ – Bolt row resistance for simple bending

$F_{tj,Ed,M}$ – Force due to moment in a bolt row

$F_{tj,Ed}$ – Maximum tensile force in a bolt row

$F_{vj,Rd}$ – Reduced bolt row resistance

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Rd} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Table 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 3911.59 \quad \text{[kN]} \quad \text{Connection resistance for shear} \quad \text{[Table 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.06 < 1.00 \quad \text{verified} \quad (0.06)$$

WELD RESISTANCE

$$A_w = 197.75 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Area of all welds} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 98.60 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Area of horizontal welds} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 99.15 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Area of vertical welds} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 320349.34 \text{ [cm}^4\text{]} \text{ Moment of inertia of the weld arrangement with respect to the hor. axis} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp max} = \tau_{\perp max} = -139.17 \text{ [MPa]} \text{ Normal stress in a weld} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -127.64 \text{ [MPa]} \text{ Stress in a vertical weld} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 23.30 \text{ [MPa]} \text{ Tangent stress} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0.85 \quad \text{Correlation coefficient} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	278.34 < 404.71	verified	(0.69)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	258.46 < 404.71	verified	(0.64)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u / \gamma_{M2}$	139.17 < 309.60	verified	(0.45)

CONNECTION STIFFNESS

$t_{wash} =$	5	[mm]	Washer thickness	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	17	[mm]	Bolt head height	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	24	[mm]	Bolt nut height	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	74	[mm]	Bolt length	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	8	[mm]	Stiffness coefficient of bolts	[6.3.2.(1)]

STIFFNESSES OF BOLT ROWS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
1	1139	3	121	30	2	20.52	2337.39
2	1039	2	81	14	1	13.18	1369.82
3	939	2	81	14	1	11.91	1118.86
4	839	2	81	14	1	10.65	893.26
5	739	2	81	14	1	9.38	693.04
6	639	2	81	14	1	8.11	518.19
7	539	2	81	14	1	6.84	368.72
8	439	2	81	14	1	5.57	244.62
9	339	2	81	14	1	4.30	145.89
10	239	2	81	14	1	3.03	72.53
11	139	2	81	14	1	1.76	24.55
12	39	3	121	22	2	0.69	2.70
					Sum	95.95	7789.58

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 812 \quad [mm] \quad \text{Equivalent force arm} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 12 \quad [mm] \quad \text{Equivalent stiffness coefficient of a bolt arrangement} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014
 Author:
 Address:

File: **ligacoes.rtd**
 Project: ligacoes

$A_{vc} = 97.88 \text{ [cm}^2\text{]}$ Shear area EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\beta = 1.00$ Transformation parameter [5.3.(7)]

$z = 812 \text{ [mm]}$ Lever arm [6.2.5]

$k_1 = 5 \text{ [mm]}$ Stiffness coefficient of the column web panel subjected to shear [6.3.2.(1)]

$k_2 = \infty$ Stiffness coefficient of the compressed column web [6.3.2.(1)]

$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1/k_1 + 1/k_2 + 1/k_{eq})$ [6.3.1.(4)]

$S_{j,ini} = 456994.12 \text{ [kN*m]}$ Initial rotational stiffness [6.3.1.(4)]

$\mu = 1.40$ Stiffness coefficient of a connection [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \mu$ [6.3.1.(4)]

$S_j = 326312.33 \text{ [kN*m]}$ Final rotational stiffness [6.3.1.(4)]

Connection classification due to stiffness.

$S_{j,rig} = 123542.72 \text{ [kN*m]}$ Stiffness of a rigid connection [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 7721.42 \text{ [kN*m]}$ Stiffness of a pinned connection [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGID

WEAKEST COMPONENT:

COLUMN WEB PANEL - SHEAR

Connection conforms to the code

Ratio 0.85

ANEXO V

Relatório da folha de cálculo dos ELU-GEO das Estacas

ESTACAS - VERIFICAÇÃO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE ROTURA DO TERRENO						
IDENTIFICAÇÃO			PROCESSO CONSTRUTIVO			
Estaca E1			Estacas instaladas com extracção do terreno			
ABORDAGEM DE CÁLCULO 1			ACÇÕES			
Combinação: Comb 1			Perm. Desf. Perm. Fav. Var. Desf.			
			G,k [kN]	G,k [kN]	Q,k [kN]	Fcd [kN]
			503.63	0	72.97	789.36
CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DA ESTACA						
H (altura) [m]	B ou Ø [m]	Secção	Área [m ²]	Perímetro [m]	δ/Φ	
30	0.6	Circular	0.28	1.88	1	
COEFICIENTES DE SEGURANÇA PARCIAS						
ACÇÕES:		A1	MATERIAIS:		M1	RESIST. SOLO:
						R1
γ _{G, Desf}	1.35		γφ'	1.0		γ _b
γ _{G, Fav}	1		γc'	1.0		γ _s
γ _{Q, Desf}	1.5		γ _{cu}	1.0		γ _t
γ _{Q, Fav}	0		γ _{qu}	1.0		γ _{st}
			γγ	1.0		
RESISTÊNCIA DE FUSTE						
	Solo 1	Solo 2	Solo 3	Solo 4	Solo 5	
espessura [m]	3	19.5	3	6	0	
γ _k [kN/m ³]	15.6	17.4	20.7	20.7	0	
Φ _k [°]	29	0	30	38.3	0	
cu _k [Kpa]	0	5	100	400	0	
γ _d [kN/m ³]	15.6	17.4	20.7	20.7	0	
Φ _d [°]	29	0	30	38.3	0	
Dc/B	7.5	0	8	17	0	
min{Dc;Esp}	3	0	3	6	0	
σ v'max [kN/m ²]	46.8	46.8	108.9	233.1	233.1	
σ v'med [kN/m ²]	23.4	23.4	54.45	116.55	116.55	
ks	0.52	1.00	0.50	0.38	1.00	
δ [°]	29	0	30	38.3	0	
cu _d	0	5	100	400	0	
α	1	1	0.5	0.25	0	
qs _k [kN/m ²]	6.7	5	66	135	0	Rs _k [kN]
Rs _k [kN]	38	184	372	1527	0	2120
RESISTÊNCIA DE PONTA						
cu _d [kPa]	Nc	σ v'max [kN/m ²]	Nq	qb _k [kN/m ²]	Rb _k [kN]	
400	9	233.1	110	29241	8268	
ESTACA INDIVIDUAL			GRUPO DE ESTACAS			
Rs _d [kN]	Rb _d [kN]	Rcd (2) [kN]	S	Solo	ηg	Rcd (1) [kN]
2120	6614	8734	-	Areia	-	-
SEGURANÇA AO ELU-GEO						
Fcd [kN]	Rcd [kN]	Fcd/Rcd = 0.090 ≤ 1,0 OK!				
789	8734					

ESTACAS - VERIFICAÇÃO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE ROTURA DO TERRENO						
IDENTIFICAÇÃO			PROCESSO CONSTRUTIVO			
Estaca E1			Estacas instaladas com extracção do terreno			
ABORDAGEM DE CÁLCULO 1			ACÇÕES			
Combinação: Comb 2			Perm. Desf. Perm. Fav. Var. Desf.			
			G,k [kN]	G,k [kN]	Q,k [kN]	Fcd [kN]
			503.63	0	72.97	598.49
CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DA ESTACA						
H (altura) [m]	B ou Ø [m]	Secção	Área [m ²]	Perímetro [m]	δ/Φ	
30	0.6	Circular	0.28	1.88	1	
COEFICIENTES DE SEGURANÇA PARCIAS						
ACÇÕES:	A2	MATERIAIS:	M1	RESIST. SOLO:	R4	
γ _{G, Desf}	1	γφ'	1.0	γ _b	1.60	
γ _{G, Fav}	1	γc'	1.0	γ _s	1.30	
γ _{Q, Desf}	1.3	γcu	1.0	γ _t	1.50	
γ _{Q, Fav}	0	γqu	1.0	γ _{st}	1.60	
		γγ	1.0			
RESISTÊNCIA DE FUSTE						
	Solo 1	Solo 2	Solo 3	Solo 4	Solo 5	
espessura [m]	3	19.5	3	6	0	
γ _k [kN/m ³]	15.6	17.4	20.7	20.7	0	
Φ _k [°]	29	0	30	38.3	0	
cu _k [Kpa]	0	5	100	400	0	
γ _d [kN/m ³]	15.6	17.4	20.7	20.7	0	
Φ _d [°]	29	0	30	38.3	0	
Dc/B	7.5	0	8	17	0	
min{Dc;Esp}	3	0	3	6	0	
σ v'max [kN/m ²]	46.8	46.8	108.9	233.1	233.1	
σ v'med [kN/m ²]	23.4	23.4	54.45	116.55	116.55	
ks	0.52	1.00	0.50	0.38	1.00	
δ [°]	29	0	30	38.3	0	
cu _d	0	5	100	400	0	
α	1	1	0.5	0.25	0	
qs _k [kN/m ²]	6.7	5	66	135	0	Rs,k [kN]
Rs,k [kN]	38	184	372	1527	0	2120
RESISTÊNCIA DE PONTA						
cu _d [kPa]	Nc	σ v'max [kN/m ²]	Nq	qb _k [kN/m ²]	Rb,k [kN]	
400	9	233.1	110	29241	8268	
ESTACA INDIVIDUAL			GRUPO DE ESTACAS			
Rs,d [kN]	Rb,d [kN]	Rcd (2) [kN]	S	Solo	ηg	Rcd (1) [kN]
1631	5167	6798	-	Areia	-	-
SEGURANÇA AO ELU-GEO						
Fcd [kN]	Rcd [kN]	Fcd/Rcd = 0.088 ≤ 1,0 OK!				
598	6798					